

CARACTERIZAÇÃO DE ARGAMASSAS COM FIBRAS DE PVA PARA REFORÇO DE PAREDES DE ALVENARIA

SOFIA MANUELA FÉLIX BARROS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Doutora Sandra da Conceição Barbosa Nunes

SETEMBRO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

*E nós que pensávamos que não tínhamos nada,
tínhamos os sonhos e eles eram o começo de tudo.*

Diego Vinicius

AGRADECIMENTOS

Com a conclusão desta etapa gostaria de expressar o meu profundo agradecimento a todos aqueles que me acompanharam e que contribuíram para a realização desta dissertação.

À minha orientadora, Doutora Sandra Nunes, por toda a disponibilidade, compreensão e entusiasmo transmitido durante a realização de toda a dissertação, salientando a forma fantástica de como me inseriu no projeto, sempre com a sua orientação e partilhando o seu conhecimento.

Ao Engenheiro, André Furtado, pela disponibilidade, preocupação, partilha de conhecimento e ajuda em todas as tarefas laboratoriais, ao longo da dissertação.

À Engenheira, Paula Silva, pela ajuda prestada nos ensaios laboratoriais, mostrando-se sempre compreensiva a qualquer contratempo. Não posso deixar de salientar a sua disponibilidade e entusiasmo transmitidos ao longo de toda a dissertação

À Sifucel e Euromodal, pela gentileza de facultar a areia, essencial na realização de toda esta dissertação.

Ao LABEST e ao LESE por disponibilizarem os recursos humanos e materiais necessários para a realização do trabalho experimental.

Este trabalho foi financiado por: Projeto PTDC/ECMEST/3790/2014 financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P

A todos os meus amigos, mas em especial ao Carlo Cadete, à Cátia Pereira, à Dalina Neves, ao João Lima, ao José Alves, à Juliana Silva, ao Luís Silva e a Mariana Rodrigues por todo o apoio, paciência e amizade ao longo de todo o meu percurso académico. Graças a eles, a minha jornada académica tornou-se numa verdadeira aventura, cheia de bons momentos para recordar.

Ao Tiago, por todo o apoio, amizade e companheirismo que demonstrou durante o meu percurso académico, transmitindo sempre entusiasmo e força nos momentos mais difíceis. A ele um agradecimento muito especial por tudo.

Por fim, e de uma forma muito especial agradeço aos meus pais e à Rita, por atenuarem os piores momentos da minha vida e estarem presentes nos melhores e por todo o apoio e incentivo. A eles, o meu profundo e sincero agradecimento pelo o amor e dedicação que tem por mim, fazendo de mim uma pessoa muito feliz.



RESUMO

Grande parte dos edifícios existentes em Portugal são construídos baseados num sistema de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria. Embora seja conhecida a relevância que as paredes de alvenaria têm no comportamento dos edifícios quando estes se encontram sujeitos a ações sísmicas, na maioria das edificações antigas estas não foram consideradas nos projetos de dimensionamento.

Este lapso traduz-se muitas vezes em situações de desastre, tanto a nível estrutural como a nível das paredes de alvenaria, uma vez que se podem desenvolver mecanismos de rotura no edifício que não estavam previstos. A forma mais eficiente de minimizar os danos é através do reforço da estrutura, com técnicas e materiais que melhorem o seu comportamento sísmico.

Este trabalho tem como objetivo desenvolver, estudar e caracterizar uma argamassa reforçada com fibras de PVA, tipicamente designada por ECC. A dissertação é iniciada com a apresentação das características e expondo exemplos da aplicação deste material. Através deste enquadramento é perceptível o potencial deste material, como sistema de reforço, entre outros.

A matriz cimentícia é inicialmente caracterizada no estado fresco e posteriormente é realizada a caracterização da argamassa com fibras. Para aferir as características mecânicas são realizados ensaios de compressão e de tração indireta através da flexão.

O trabalho termina com o reforço e ensaio de muretes revestidos com diferentes materiais. A realização da campanha experimental de ensaios de resistência à flexão, segundo um plano perpendicular a junta de assentamento, permitiu obter os gráficos de curvas-deslocamento de cada tipo de material, permitindo, deste modo, determinar o acréscimo de resistência e de deslocamento entre os diferentes materiais.

A campanha experimental realizada mostra que a aplicação de argamassa reforçada com as fibras de PVA promove um elevado ganho de resistência à flexão e permite a obtenção de um maior deslocamento, quando comparada com muretes sem qualquer tipo de revestimento.

PALAVRAS-CHAVE: DUCTILIDADE , ECC, REFORÇO DE PAREDES DE ALVENARIA

ABSTRACT

Most of the existing buildings in Portugal are built based on a system of reinforced concrete frames filled with masonry walls. Although it is known the relevance that masonry walls have in the behavior of buildings when these are submitted to seismic actions, in the majority of old buildings these were not considered in the structural design.

This often results in disaster situations, both at a structural level and at the masonry walls, since failure mechanisms that were not foreseen can develop in the building. The most efficient way to minimize damage is by reinforcing the structure with techniques and materials that improve its seismic behavior.

This work aims to develop, study and characterize a mortar reinforced with PVA fibers, typically referred to as ECC. The dissertation begins with the presentation of the characteristics and showing examples of the applications of this material. Through this framework it is noticeable the potential of this material as a reinforcement system, among others.

The cement matrix is initially characterized in the fresh state and later the characterization of the mortar with fibres was carried out. In order to assess the mechanical properties, compression and indirect tension tests were carried out.

The work ends by strengthening and testing the walls coated with different materials. The work ends by testing the resistance to flexure, according to a perpendicular plane to the joint, allowing to obtain the graphs of forces-displacement for each type of material, thus allowing to determine the increase of resistance and displacement for diferente materials.

The experimental campaign shows that the application of reinforced mortar with PVA fibers promotes a high gain of flexural strength and also allows to obtain a greater displacement, when compared to walls without any type of coating.

KEYWORDS: DUCTILITY, ECC, REINFORCEMENT OF MASONRY WALLS

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	IV
ABSTRACT	VI
 1 Introdução	 1
1.1. ÂMBITO E OBJETIVOS DO TRABALHO.....	1
1.2. PLANO DE TRABALHOS	1
1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO	2
 2 Estado da Arte	 3
2.1. EFEITO DA AÇÃO SÍSMICA NAS PAREDES DE ALVENARIA.....	3
2.2. SOLUÇÕES CORRENTES PARA REFORÇO DAS PAREDES DE ALVENARIA	6
2.3. ARGAMASSAS REFORÇADAS COM FIBRAS	8
2.4. “ENGINEERED CEMENTITIOUS COMPOSITE”	8
2.4.1. MATERIAIS CONSTITUINTES DO ECC.....	9
2.4.1.1. Materiais Finos	10
2.4.1.2. Fibras de PVA.....	11
2.4.1.3. Superplastificante e água	12
2.4.2. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA	13
2.5. PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO	14
2.5.1. ENSAIO DE ESPALHAMENTO	15
2.5.2. ENSAIO DO CONE DE MARSH	15
2.6. PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO	16
2.6.1. TRAÇÃO.....	16
2.6.2. FLEXÃO	17
2.6.3. COMPRESSÃO.....	17
2.7. PROPRIEDADES REOLÓGICAS.....	18
2.7.1. RETRAÇÃO	18
2.8. DURABILIDADE	20
2.9. EXEMPLOS DE APLICAÇÕES.....	21
 3 Estudo e caracterização da composição	 25

3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	25
3.1.1. CIMENTO.....	25
3.1.2. CINZAS VOLANTES.....	25
3.1.3. AREIA.....	25
3.1.4. SUPERPLASTIFICANTE	26
3.1.5. FIBRAS.....	26
3.1.6. ÁGUA	27
3.2. PLANO DE ENSAIOS	27
3.3. CARACTERIZAÇÃO DAS ARGAMASSAS	29
3.3.1. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA.....	29
3.3.1.1. Argamassa sem fibras.....	29
3.3.1.2. Argamassas com fibras.....	29
3.4. CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA	30
3.4.1. ESTADO FRESCO.....	30
3.4.2. ESTADO ENDURECIDO	32
3.5. RESULTADOS	35
3.5.1. ESTADO FRESCO	35
3.5.2. ESTADO ENDURECIDO.....	39
3.5.3. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS VARIÁVEIS ESCOLHIDAS.....	43
 4 Reforço e ensaio de muretes de alvenaria	 47
4.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO PERPENDICULAR ÀS JUNTAS HORIZONTAIS	47
4.1.1. DIMENSIONAMENTO DOS MURETES	47
4.1.2. CONSTRUÇÃO DOS MURETES E APLICAÇÃO DAS DIFERENTES SOLUÇÕES DE REFORÇO.....	50
4.1.2.1. Aplicação do Ecc.....	52
4.1.2.2. Caracterização do ECC.....	53
4.1.3. <i>SETUP</i> E INSTRUMENTAÇÃO DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	55
4.1.4. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	58
4.1.5. METODOLOGIA DE CÁLCULO	59
4.1.6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	59
4.1.6.1. Provetes sem a aplicação de material de revestimento (Ref_T)	59
4.1.6.2. Provetes revestidos com argamassa pré-doseada (Ref_RT).....	62
4.1.6.3. Provetes revestidos com 1 cm de ECC	63

4.1.6.4. Provetes revestidos com 2 cm de ECC.....	65
4.1.7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES	68

5 Conclusões 73

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
---------------------------------	----

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	75
-------------------------------------	----

Bibliografia 77

ANEXOS..... 1

A.1 MISTURAS TÍPICAS DE ECC	2
-----------------------------------	---

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Exemplos de danos estruturais devido à ação sísmica [4]: a) Ductilidade inadequada; b) Incorreta amarração da armadura principal; c) Rotura em pilares por flexão; d) Mecanismo viga forte – pilar fraco.	4
Fig. 2 Mecanismo de <i>soft-storey</i> [7]	5
Fig. 3 Modos de rotura de painéis de alvenaria, no plano [8]: a) Rotura ao longo da diagonal do painel; b) Rotura nas zonas comprimidas do painel por esmagamento; c) Rotura pelas juntas.....	5
Fig. 4 Rotura de painéis de alvenaria: a) Padrão de fendilhação diagonal, dano típico da flexão no plano [9]; b) Colapso para fora do plano [10]	6
Fig. 5 Malhas metálicas de reforço embebidas na argamassa de reboco [9]	7
Fig. 6 Junta horizontal armada/grampeamento [9].....	7
Fig. 7 a) Diagrama de tensão/extensão típico do ECC [8] ; b) Deformação do ECC, em flexão [13]	9
Fig. 8 Interpretação de diagrama de bigodes.....	10
Fig. 9 Dosagens típicas do cimento, cinzas volantes e areia (kg/m^3).....	11
Fig. 10 Dosagem típica do superplastificante (kg/m^3)	12
Fig. 11 Dosagem típica de água (kg/m^3).....	12
Fig. 12 a) Coeficiente de distribuição das fibras de PVA [18]; b) Capacidade de Deformação do ECC [18].....	13
Fig. 13 Diagrama de tensão/extensão de ECC com (S2) e sem areia (S1) [18]	14
Fig. 14 Resultado típico do ensaio de espalhamento com e sem fibras de PVA [49]	15
Fig. 15 Ensaio do Cone de Marsh [5]	16
Fig. 16 Diferença entre deformações de argamassa convencional e ECC adaptado de [13]	16
Fig. 17 Resultados típicos do ensaio do ECC em flexão [13]	17
Fig. 18 Evolução da resistência à compressão do ECC com a idade [13]	18
Fig. 19 Retração autógena de diferentes composições de ECC [14]	19
Fig. 20 Retração por secagem de diferentes composições de ECC [14]	20
Fig. 21 Padrão de fissuração 1 ano após a reparação [10]	21
Fig. 22 Parte do tabuleiro da ponte em Michigan construída em ECC [8]	22
Fig. 23 Camada exterior do túnel construído no Japão [54]	22
Fig. 24 Barragem de Mitaka [7]	23
Fig. 25 Aplicação de ECC numa parede da Universidade de Auckland [55]	23
Fig. 26 Canal de irrigação reforçado com ECC [54].....	24
Fig. 27 Aspeto das fibras de PVA.....	26
Fig. 28 Procedimento de amassadura da argamassa sem fibras	29
Fig. 29 Procedimento de amassadura da argamassa com fibras	29

Fig. 30 Ensaio de espalhamento da argamassa F3 (sem fibras): a)Aspeto da argamassa sem fibras b) Medição de um diâmetro	30
Fig. 31 Ensaio de espalhamento da argamassa F3 com 2% fibras PVA; a) Aspeto da argamassa com fibras b) Medição de um diâmetro.....	30
Fig. 32 a) Dimensões de provetes moldados b) Molde preenchido com argamassa.....	31
Fig. 33 a) Dimensões; b) Moldes para provetes “dog-bones”	31
Fig. 34 Ensaio de flexão: a) Início do ensaio à flexão b) Instante em que o provete atinge a rotura ...	32
Fig. 35 Ensaio à compressão	33
Fig. 36 Ensaio de tração uniaxial	34
Fig. 37 Gráfico da relação entre o diâmetro de espalhamento e o tempo de funil	38
Fig. 38 Relação de diâmetros de espalhamento para a mesma composição com e sem a adição de fibras.....	38
Fig. 39 Relação entre os diâmetros de espalhamento obtidos nas argamassas com e sem fibras.....	39
Fig. 40 Resistência à compressão em diferentes idades, em função do diâmetro de espalhamento..	41
Fig. 41 Ganho de resistência à compressão dos 28 para os 91 dias	41
Fig. 42 Relação entre a resistência à compressão aos 28 e aos 91 dias	42
Fig. 43 Resistência à tração em diferentes idades, em função do diâmetro de espalhamento	42
Fig. 44 Resistência à tração em função da resistência à compressão.....	43
Fig. 45 Influência das diferentes variáveis no diâmetro de espalhamento	44
Fig. 46 Influência das diferentes variáveis no tempo de funil	44
Fig. 47 Influência das diferentes variáveis na resistência à compressão	45
Fig. 48 Provetes de alvenaria cumprindo os requisitos da tabela 15 [2]	48
Fig. 49 Esquema do murete para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (adaptado de [58]).	49
Fig. 50 Dimensões dos provetes contruídos para o ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento	49
Fig. 51 Faseamento da construção dos muretes; a)Construção da primeira junta de assentamento, b) Conclusão da construção do murete, c)Aplicação do chapisco.	50
Fig. 52 Processo de aplicação do ECC. a) Humidificação da superfície e cofragem dos muretes; b) Aplicação de uma camada de ECC de 1 cm; c) Murete revestido com ECC; d) Colocação de plástico	52
Fig. 53 Gráfico Tensão/Extensão da mistura CC4.....	53
Fig. 54 Evolução do dano no <i>dog-bone</i> durante o ensaio de tração uniaxial	54
Fig. 55 Exemplo de provete excluído do ensaio de tração uniaxial.....	55
Fig. 56 <i>Setup</i> definido para a realização do ensaio à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento (adaptado de [59]).	56

Fig. 57 Alçado do <i>Setup</i> definido para a realização do ensaio à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento (adaptado de [59]).	56
Fig. 58 <i>Setup</i> experimental para a realização do ensaio da resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento.	57
Fig. 59 Esquema da aplicação dos LVDT'S para o ensaio á flexão segundo a direção perpendicular relativamente as juntas horizontais (adaptado de [58]).	58
Fig. 60 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes sem qualquer tipo de revestimento.	60
Fig. 61 Dano final típico nos provetes (Ref_T) (adaptado de [58])	61
Fig. 62 Dano final no provete (Ref_T_5) (adaptado de [58]).	61
Fig. 63 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes revestidos argamassa pré-doseada (Ret_RT)	62
Fig. 64 Dano final dos provetes (Ref_RT)	63
Fig. 65 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes revestidos com 1 cm de ECC (Ref_A)	63
Fig. 66 Dano final nos provetes a) Rotura por corte (Ref_A_1) b) Rotura por corte (Ref_A_5)	64
Fig. 67 Deformada adquirida pelo murete (Ref_A_5) , durante o ensaio de flexão.	65
Fig. 68 Dano final nos provetes a) Rotura à flexão (Ref_A_9) b) Rotura à flexão (Ref_A_8)	65
Fig. 69 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes revestidos com 2 cm de ECC	66
Fig. 70 Vista superior de danos finais observados nos provetes (Ref_B_2) e (Ref_B_3)	67
Fig. 71 Evolução dos danos observados nos provetes (Ref_B_3)	67
Fig. 72 Danos finais provocados nos muretes (Ref_B_2) e (Ref_B_3)	68
Fig. 73 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento.	69
Fig. 74 Análise dos resultados obtidos	70
Fig. 75 Comparação entre muretes de referência e os muretes revestidos com ECC	70
Fig. 76 Resistências à compressão obtidas em diferentes idade (28 e 91 dias)	74
Fig. 77 Gráfico obtido no ensaio de tração uniaxial	75

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 Vantagens e desvantagens de diversas técnicas de reforço dos painéis de alvenaria [10]....	8
Tabela 2 Composição M45 [23].....	9
Tabela 3 Propriedade fibras de PVA [45, 46].....	11
Tabela 4 Características do Cimento CEM I 42,5 R	25
Tabela 5 Distribuição Granulométrica	26
Tabela 6 Características do superplastificante	26
Tabela 7 Características das Fibras de PVA.....	27
Tabela 8 Relação entre valores codificados e valores reais de cada variável.....	27
Tabela 9 Plano experimental (variáveis em valores codificados)	28
Tabela 10 Síntese dos ensaios para o estado fresco	32
Tabela 11 Síntese dos ensaios no estado endurecido	35
Tabela 12 Resultados no estado fresco da argamassa com e sem fibras	36
Tabela 13 Análise descritiva dos resultados obtidos com os pontos centrais do plano	37
Tabela 14 Análise descritiva dos resultados obtidos com todos os pontos do plano	37
Tabela 15 Resultados da resistência à tração e à compressão da argamassa sem fibras.....	40
Tabela 16 Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais [4]	47
Tabela 17 Muretes para ensaio à flexão	51
Tabela 18 Resultados e análise estatística do gráfico tensão/extensão da mistura CC4	53
Tabela 19 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento	60
Tabela 20 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento	62
Tabela 21 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento.	64
Tabela 22 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento	66
Tabela 23 Síntese da análise estatística realizada	69

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO E OBJETIVOS DO TRABALHO

Em Portugal, grande parte dos edifícios são construídos com sistemas de pórticos de betão armado, preenchidos com painéis de alvenaria não-resistentes. Embora não seja um país onde o registo sísmico seja significativo, existe, a possibilidade de ocorrerem fortes sismos como foi o caso do terramoto de 1 de novembro de 1755, e, mais recentemente, em 1980 e em 1989 nas ilhas da Terceira e do Faial.

Os sismos recentes mostram que os edifícios, quando sujeitos a ações sísmicas, apresentam diversas vulnerabilidades. A falta de projeto estrutural relativo à componente sísmica até aos anos 70 é responsável por grande parte dessa fragilidade [1], dando origem a perdas materiais e humanas. Por esse motivo, a investigação da engenharia sísmica tem-se focado em analisar e solucionar as fragilidades das construções já existentes.

Existem várias propostas para solucionar as diferentes vulnerabilidades, contudo o projeto no qual esta dissertação se encontra inserida tem o principal foco numa solução para as paredes de alvenaria. Estas paredes, quando sujeitas a sismos, têm elevadas exigências a nível de corte, no plano, aumentando a sua vulnerabilidade para fora do mesmo.

Inserido no âmbito do projeto “Avaliação da Segurança e reforço de Paredes de Alvenaria de enchimento para Solicitações Sísmicas- ASPASSI” a presente investigação tem por objetivo desenvolver e caracterizar uma argamassa reforçada com fibras de álcool polivinílico (PVA) para reforço de paredes de alvenaria de enchimento, tendo em vista a melhoria do seu comportamento face à ação sísmica, enfatizando a melhoria do comportamento à flexão para fora do plano.

1.2. PLANO DE TRABALHOS

O plano de trabalho desenvolvido permite a caracterização da argamassa com e sem fibras no estado fresco e a determinação das características mecânicas no estado endurecido.

Para o seu desenvolvimento foi necessário, numa primeira fase, perceber as características e comportamentos típicos de misturas de “engineered cementitious composite”- (ECC) desenvolvidas por outros investigadores constatando quais os parâmetros que mais influenciam a composição. Após esse estudo, serão definidas várias composições alternativas baseadas na bibliografia, com a finalidade de serem ensaiadas e estudadas primeiramente sem incorporação de fibras e, posteriormente, com a incorporação das mesmas.

No estudo da argamassa sem fibras, a caracterização no estado fresco será realizada através de dois ensaios, sendo eles o ensaio de espalhamento e o ensaio de tempo de escoamento através do cone de

Marsh. No que respeita ao estado endurecido, foram realizados ensaios à compressão e à tração recorrendo ao ensaio à flexão em 3 pontos. Após esta análise, foi incorporada, em cada mistura uma percentagem correspondente a 2% do volume de fibras de PVA e realizada uma nova caracterização. Desta feita, foi realizado apenas o ensaio de espalhamento no estado fresco enquanto que no estado endurecido será realizado o ensaio de tração uniaxial. Com os resultados obtidos será possível perceber a influência das fibras na matriz cimentícia bem como a influência de todos os parâmetros que a definem.

A caracterização do comportamento das paredes quando submetidas a carregamentos fora do plano, foi realizada com recurso ao ensaio de muretes de referência, ou seja, muretes sem a aplicação de qualquer material de revestimento. Para aferir o ganho de resistência e de ductilidade foram ensaiados muretes com diferentes materiais de revestimento sendo estes: argamassa pré-doseada e argamassa reforçada com fibras de PVA. Para o último material referido optou-se pela aplicação de camadas de diferentes espessuras. Todos os muretes foram ensaiados, à flexão segundo uma direção perpendicular às juntas de assentamento, de acordo com a norma NP EN 1052-2 2002 [2].

Por fim, todos os resultados obtidos foram analisados e comparados de forma a aferir o ganho de ductilidade e de resistência em cada uma das soluções adotadas, sendo também evidenciada qual a espessura mais adequada para a aplicação do ECC.

1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos, cuja ordenação permite que o leitor se enquadre com o tema aqui abordado.

O primeiro capítulo esclarece o âmbito, a motivação e os objetivos desta dissertação.

O segundo capítulo expõe o enquadramento do tema recorrendo a uma revisão bibliográfica das diversas características que são consideradas importantes para a composição e caracterização da argamassa reforçada com fibras de PVA.

No terceiro capítulo é apresentada a forma como foram conduzidos os estudos e a caracterização das argamassas. Nesta parte é explicado o desenvolvimento do plano de ensaios e apresentados os resultados obtidos no estado fresco nas argamassas com e sem adições de fibras. Estão também apresentados os resultados do ensaio de compressão e de tração indireta das argamassas sem fibras, em diferentes idades (28 e 91 dias).

No quarto capítulo é apresentado o procedimento experimental para o reforço e o ensaio dos muretes de alvenaria. Aqui são explicados os materiais escolhidos, os processos de aplicação e o tipo de ensaio utilizado. No final são apresentados os resultados obtidos em cada ensaio e realizada uma comparação entre os resultados obtidos com as diferentes soluções de reforço.

Por último, no capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões retiradas ao longo da dissertação, assim como aspetos que podem ser alvo de desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1. EFEITO DA AÇÃO SÍSMICA NAS PAREDES DE ALVENARIA

Recentemente, alguns sismos têm demonstrado que uma parte dos edifícios de betão armado, quando solicitados pela ação sísmica, não apresentam um comportamento satisfatório [1]. Quando ocorre um sismo o edifício fica sujeito a acelerações na sua base que podem introduzir deformações significativas e/ou mecanismos de rotura ao nível dos elementos estruturais e/ou não estruturais. Danos significativos e colapsos têm vindo a ser observados nas estruturas de betão armado e são, usualmente associados aos seguintes efeitos/mecanismos (Fig. 1): confinamento inadequado; ductilidade inadequada, incorreta amarração e sobreposição da armadura principal; inadequada capacidade resistente à flexão de vigas e pilares; mecanismo tipo viga forte-pilar fraco; não consideração da influência das paredes de alvenaria na determinação da resposta sísmica de edifícios, irregularidades em planta e em altura[3].



a)



b)



c)



d)

Fig. 1 Exemplos de danos estruturais devido à ação sísmica [4]: a) Ductilidade inadequada; b) Incorreta amarração da armadura principal; c) Rotura em pilares por flexão; d) Mecanismo viga forte – pilar fraco.

A desconsideração das paredes de alvenaria na determinação da resposta sísmica dos edifícios levanta sérios problemas, uma vez que, mesmo sendo considerado um elemento frágil, as paredes de alvenaria de enchimento podem modificar a resposta estrutural. A sua presença no edifício leva ao aumento da rigidez quando este se encontra sujeito a ações horizontais, comportando-se como uma biela à compressão, fenómeno este que resulta no aumento da frequência do edifício [5]. A sua presença leva também a um aumento da resistência. No entanto, os deslocamentos para o qual o edifício entra em cedência são menores. A irregularidade da sua distribuição em altura resulta em diferentes mecanismos de rotura tais como mecanismos de *soft-storey* como mostra a Fig. 2 , podendo também conduzir ao colapso do edifício [6].

Fig. 2 Mecanismo de *soft-storey* [7]

Na maioria dos edifícios existentes as paredes de alvenaria preenchem pórticos de elevada rigidez; que, quando sujeito a ações sísmicas, começam por apresentar um comportamento monolítico, ou seja, não há a desanexação dos dois elementos. A rotura ao nível do plano de alvenaria pode ocorrer de 3 formas distintas [8] tal como se verifica na Fig. 3. Embora estes danos possam ser reduzidos (Fig. 4 a)), a reconstrução implica custos elevados. O comportamento dos painéis para fora do plano é mais grave como se observa na Fig. 4 b), uma vez que este tipo de colapso pode resultar em feridos, perda de vidas e prejuízos económicos elevados.

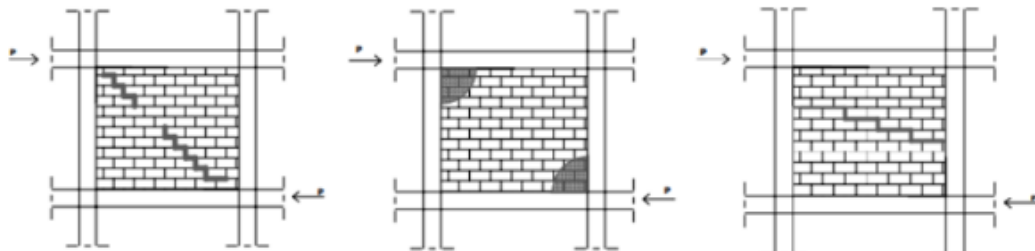


Fig. 3 Modos de rotura de painéis de alvenaria, no plano [8]: a) Rotura ao longo da diagonal do painel; b) Rotura nas zonas comprimidas do painel por esmagamento; c) Rotura pelas juntas.



Fig. 4 Rotura de painéis de alvenaria: a) Padrão de fendilhação diagonal, dano típico da flexão no plano [9]; b) Colapso para fora do plano [10]

Os danos observados têm levado à implementação de novas regras ao nível da construção, as novas edificações devem adotar normas que garantam o melhor comportamento do edifício, expostas no Eurocódigo 6 e 8. No caso de edifícios já existentes, as intervenções passam pela implementação de sistemas de reforço, intervenções estas que são regidas pelas normas anteriormente referidas [11].

Nos últimos anos tem existido um esforço acrescido no desenvolvimento e na validação de técnicas para o reforço dos painéis de alvenaria de forma a melhorar o seu desempenho quando sujeitos a ações sísmicas. Entre as várias técnicas utilizadas pode-se destacar a adição de fibras aos constituintes base da argamassa, sendo que estas podem ser de vidro, carbono, aço ou sintéticas, havendo também combinações de diferentes tipos e comprimentos das mesmas [9].

No âmbito do projeto ASPASSI (Avaliação da Segurança e reforço de Paredes de Alvenaria de enchimento para Solicitações Sísmicas) será estudada uma solução de reforço com argamassa que incorpora fibras de PVA. O reforço da matriz cimentícia com fibras de PVA destina-se a aumentar a capacidade de deformação e resistência. A aplicação deste material nos painéis de alvenaria pode ser uma das soluções para a diminuição dos casos onde ocorre o colapso da parede.

2.2. SOLUÇÕES CORRENTES PARA REFORÇO DAS PAREDES DE ALVENARIA

No reforço das paredes deve-se ter em consideração fatores como a avaliação estrutural, o tipo de material a utilizar, a durabilidade e a compatibilidade com os materiais existentes [12]. A utilização dos reforços em edifícios já existentes não deve adicionar uma massa relevante ao mesmo e deve salvaguardar as funções estéticas do edifício.

Os elementos utilizados para melhorar a resposta no plano e fora-do-plano face à ação sísmica são tipicamente materiais metálicos como, por exemplo: grampos, conectores, malhas de reforço embebidas na argamassa de reboco (Fig. 5), juntas armadas (Fig. 6), cintas, entre outros [11]. Os elementos metálicos introduzem, por norma, elevada rigidez e resistência mecânica. A vulnerabilidade das paredes está associada à sua baixa ductilidade, este problema tem sido contornado com a aplicação de mantas

de fibras de carbono ou vidro e com a utilização de material cimentício reforçado com fibras (Fiber reinforced cementitious composite-FRC) com o intuito de aumentar a resistência e ductilidade [13].

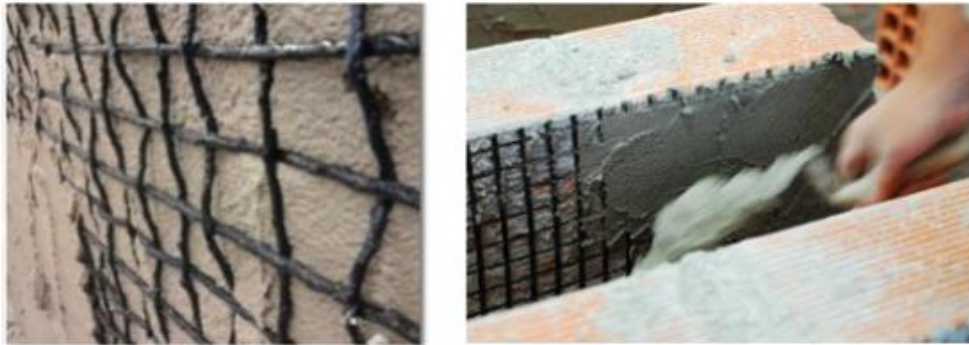


Fig. 5 Malhas metálicas de reforço embebidas na argamassa de reboco [9]



Fig. 6 Junta horizontal armada/grampeamento [9]

Algumas vantagens e desvantagens das técnicas de reforço supramencionadas estão apresentadas sucintamente na tabela 1.

Tabela 1 Vantagens e desvantagens de diversas técnicas de reforço dos painéis de alvenaria [14]

	Vantagens	Desvantagens
Material Cimentício reforçado com fibras	<ul style="list-style-type: none"> • Alta resistência e rigidez; • Proteção à corrosão; • Aumento pouco significativo da massa do edifício; 	<ul style="list-style-type: none"> • Problemas nas ancoragens; • Energia dissipada limitada; • Rotura frágil
Malhas de reforço embebidas na argamassa	<ul style="list-style-type: none"> • Melhora o comportamento dentro e fora do plano; • Baixo Custo ; 	<ul style="list-style-type: none"> • Energia dissipada limitada;

2.3. ARGAMASSAS REFORÇADAS COM FIBRAS

Conhecida da literatura a argamassa reforçada com fibras tem tipicamente as designações de FRC (fiber reinforced cementitious composites), HPFRC (high performance fiber reinforced cementitious composites) ou ECC. Apesar de todas se referirem a matrizes cimentícias reforçadas com fibras, o nome é atribuído conforme o volume de fibras adicionado e das propriedades desenvolvidas pelo compósito em função disso.

A melhoria das propriedades mecânicas, módulo de rotura e resistência ao impacto, acontece quando a dosagem de fibras adicionadas varia entre 1% e 2%. No entanto se a adição for inferior a 1% há apenas uma redução da fissuração por retração

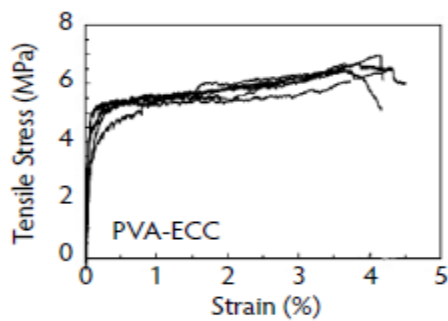
A designação de HPFRC é atribuída a materiais cimentícios de alto desempenho, sendo o desempenho melhorado conseguido à custa de dosagens mais elevadas de fibras metálicas [15].

O reforço da argamassa pode ser feito com vários tipos de fibras (vidro, fibras naturais, fibras sintéticas polipropileno, acrílico, álcool polivinílico, poliamidas, poliéster e carbono)[15]. No caso das fibras sintéticas existe um ganho mais relevante, uma vez que estas fornecem um reforço mais eficaz e possuem um custo menos elevado quando comparadas com fibras naturais ou metálicas.

2.4. “ENGINEERED CEMENTITIOUS COMPOSITE”

O ECC (*Engineered Cementitious Composite* na designação inglesa) é uma mistura dos habituais componentes da argamassa convencional: água, cimento, areia, superplastificante e outros materiais finos, incluindo resíduos industriais, sendo que possui como particularidades a falta de agregados com $d_{máx}$ entre 0,4mm e 5 mm e o reforço com fibras de PVA [9].

As argamassas tradicionais não apresentam ductilidade e a sua deformação máxima é de cerca de 0,01%. Quando são adicionadas fibras de PVA, fibras flexíveis e com alta resistência à tração [17], a argamassa apresenta elevada ductilidade e atinge uma deformação por tração na ordem dos 3-5% [18], tal como ilustrado na Fig. 7.



a)



b)

Fig. 7 a) Diagrama de tensão/alongamento típico do ECC [8] ; b) Deformação do ECC, em flexão [13]

Este aumento de deformação é possível uma vez que quando sujeito à tração o ECC adquire uma formação controlada de microfissuras, que apenas é possível devido à presença das fibras de PVA. Estas fibras permitem a transmissão da força entre as superfícies da fenda, o que leva a um atraso no aumento da abertura da fissura. Embora não levem a um aumento da resistência, as fibras aumentam a capacidade de absorção de energia evitando assim uma rotura frágil.

Este material é até 50 vezes mais deformável que as argamassas normais [20], sendo por isso um bom material para o reforço de paredes ou de elementos. A aplicação deste material pode ser feita através de processos de projeção, extrusão ou então como um material auto-compactável.

2.4.1. MATERIAIS CONSTITUINTES DO ECC

Os materiais constituintes do ECC são variáveis, ou seja, não há uma composição única ou conjunto de materiais único que permita obter o comportamento desejado, sendo por isso um material que ainda carece de muito estudo. Há, no entanto, uma composição de referência proposta pelos investigadores pioneiros nesta área, sendo essa mistura designada por M45 e é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 Composição M45 (kg/m^3) [21]

Água	Cimento	Areia	Cinzas volantes	Superplastificante	Fibras PVA
331	570	455	684	4.9	26

Foram analisados cerca de 40 estudos e recolhida uma amostra de 30 composições [9, 21-40], de forma a ser feita uma análise das quantidades de cada material e das características apresentadas por cada composição. Esses dados encontram-se apresentados no anexo 1. Posteriormente procedeu-se ao tratamento e análise da informação relativa a cada material. A análise estatística da mesma encontra-se representada no decorrer desta dissertação sobre a forma de diagramas de bigodes (Fig.9,10,11). A Fig. 8 identifica a informação que pode ser retirada da leitura dos diagramas de bigodes.

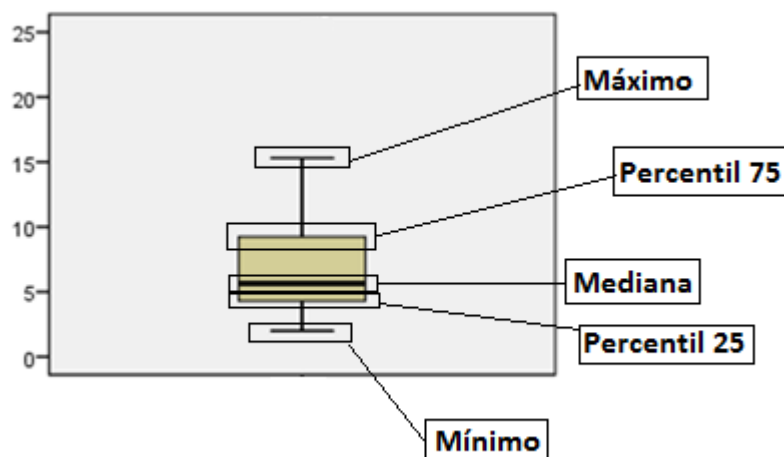


Fig. 8 Interpretação de diagrama de bigodes

2.4.1.1. Materiais Finos

Em geral o cimento utilizado é do tipo CEM I 42,5 R, ao qual são misturados materiais inorgânicos designados adições e que no caso da composição de ECC pode ser: escória de alto forno, pó de quartzo, metacaulino e cinza volante. Estas adições podem melhorar as características no estado fresco e no estado endurecido do ECC e tornam as soluções mais económicas e mais ecológicas, uma vez que a utilização destes compostos diminuem o consumo de cimento e, por sua vez, a emissão de CO_2 associada ao fabrico do cimento Portland [41].

As cinzas volantes são o subproduto industrial mais utilizado na composição do ECC. Estas são resíduos das centrais termoelétricas a carvão e as suas partículas têm dimensões que variam entre 0,5-300 μm . Este material possui características pozolânicas que reagem com o hidróxido de cálcio produzido durante a hidratação do cimento levando a que entre 30% a 40% das cinzas adicionadas não participem no processo de hidratação, sendo utilizado apenas para preencher o espaço [42]. A sua utilização diminui assim a quantidade de cimento necessária.

A utilização de elevadas quantidades de cinzas leva a uma diminuição da resistência à compressão, sendo notada principalmente aos 28 dias [20]. Há também uma redução da retração por secagem e uma diminuição da largura das microfissuras promovendo por isso um aumento na durabilidade do ECC [29].

A areia tipicamente utilizada é areia natural, esta contém uma ampla curva granulométrica. Uma vez que a dimensão da partícula tem uma grande influência na matriz, apenas uma parte da granulometria é utilizada. Com o aumento do tamanho das partículas existe uma menor resistência à tração final e uma redução de até 30% da deformação [30], devendo-se deste modo utilizar uma areia cuja dimensão máxima varie entre 0,2 e 0,4 mm com o objetivo de obter melhor ductilidade [26].

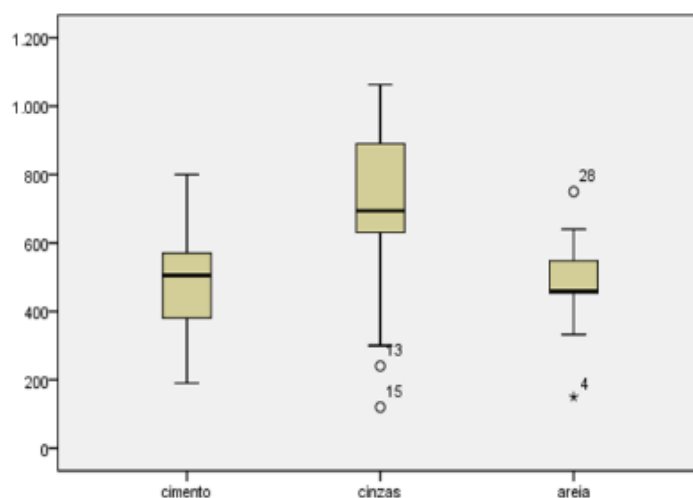


Fig. 9 Dosagens típicas do cimento, cinzas volantes e areia (kg/m^3)

2.4.1.2. Fibras de PVA

As fibras de PVA foram desenvolvidas pela empresa japonesa Kuraray há cerca de 20 anos, sendo caracterizadas pela sua alta resistência à tração, alta durabilidade e pela ligação química forte com a matriz de cimento. As suas características são apresentadas na

Tabela 3.

Tabela 3 Propriedade fibras de PVA [43, 44]

Tipo	PVA
Diâmetro	0,04 mm
Tamanho	12 mm
Modulo de elasticidade	25-40 GPa
Alongamento da fibra	6-10%
Resistência a tração	880-1600 MPa
Densidade	1.3 g/m^3
$\frac{l_f}{d_f}$	300

No processo de hidratação do cimento existe a formação de uma camada de hidróxido de cálcio em torno da fibra de PVA esta camada desempenha um papel importante na ligação da fibra à matriz, tornando-a mais forte [45]. As fibras de PVA conferem elevada ductilidade ao material uma vez que estas, quando submetidas a tração, tendem a romper e não a escorregar, ocorrendo por isso a formação de múltiplas e pequenas fissuras. A dosagem típica utilizada representa 2% do volume total, uma vez que a inclusão de uma maior quantidade de fibras não irá resultar numa maior capacidade de deformação [46].

2.4.1.3. Superplastificante e água

O superplastificante é utilizado para controlar as propriedades reológicas da argamassa no estado fresco. A sua utilização irá ajudar na dispersão uniforme dos constituintes da argamassa e aumentará a sua trabalhabilidade, resistência e durabilidade, possibilitando o uso de menores quantidades de água[44].

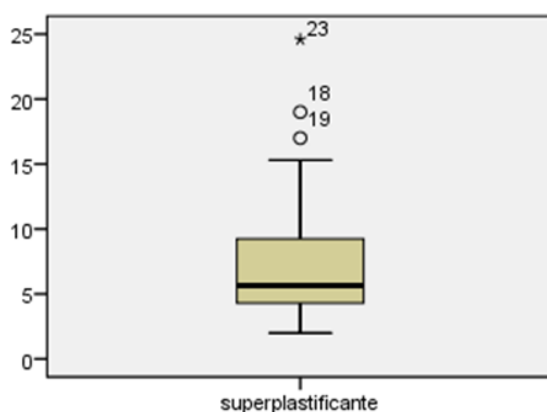


Fig. 10 Dosagem típica do superplastificante (kg/m^3)

A água utilizada deve ser livre de impurezas e tem a função de reagir quimicamente com o cimento, formando a pasta de cimento. Além desta aplicabilidade, a água atua também como lubrificante [44].

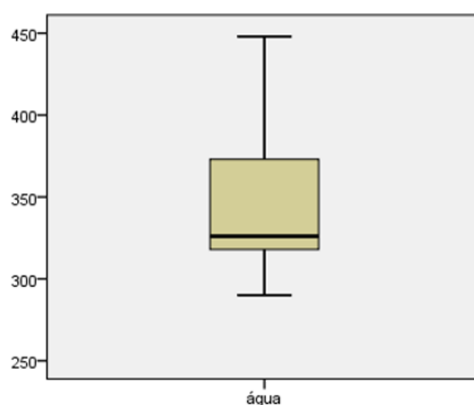


Fig. 11 Dosagem típica de água (kg/m^3)

2.4.2. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA

A composição do ECC é um aspeto muito importante para se obterem boas propriedades mecânicas, contudo, fatores como o procedimento de amassadura e a distribuição das fibras também irão ter influência no desempenho final do ECC. Estes fatores estão relacionados entre si e, de modo a perceber esta ligação, Jian Zhou [18] e a sua equipa conduziram um estudo onde foram aplicados diferentes procedimentos de amassadura e analisados parâmetros como a distribuição das fibras e deformação máxima do ECC.

As composições de ECC utilizadas podem ser divididas em 2 grupos, com e sem areia. As composições com a designação M1, M2, M1A, M2A e S1 não apresentam areia na sua constituição. Por sua vez, as misturas S2 e S2A contém areia. No estudo foram utilizados 2 tipos de procedimentos: o processo de mistura padrão e o processo de mistura reajustado para as composições com e sem areia, sendo que os processos reajustados foram sempre comparados com o processo padrão.

O processo de mistura padrão consiste na adição das fibras após a mistura de todos os materiais sólidos e líquidos. Às composições que não incluem areia o procedimento aplicado foi diferente uma vez que o rácio água/ligante apresenta um efeito significativo sobre a distribuição das fibras [47]. Diversos estudos referem o rácio de 0.25 ± 0.05 como sendo o mais adequado [14], o reajuste no procedimento tem o objetivo de controlar esse rácio durante a mistura.

A sequência reajustada é a seguinte:

- Misturar uma parte da água com os materiais sólidos e o superplastificante, inicialmente, a baixa velocidade durante 1 minuto e, em seguida, a alta velocidade durante 2 minutos;
- Adicionar as fibras e misturar a alta velocidade durante 2 minutos;
- Adicionar a restante quantidade de água e misturar a alta velocidade durante 2 minutos;

As misturas M1 e M2 seguiram o procedimento padrão enquanto que M1A e M2A foram regidas pelo processo reajustado. A capacidade de deformação e a distribuição das fibras é notoriamente melhorada quando a composição de ECC é misturada com o procedimento reajustado, como é possível ver na Fig. 12.

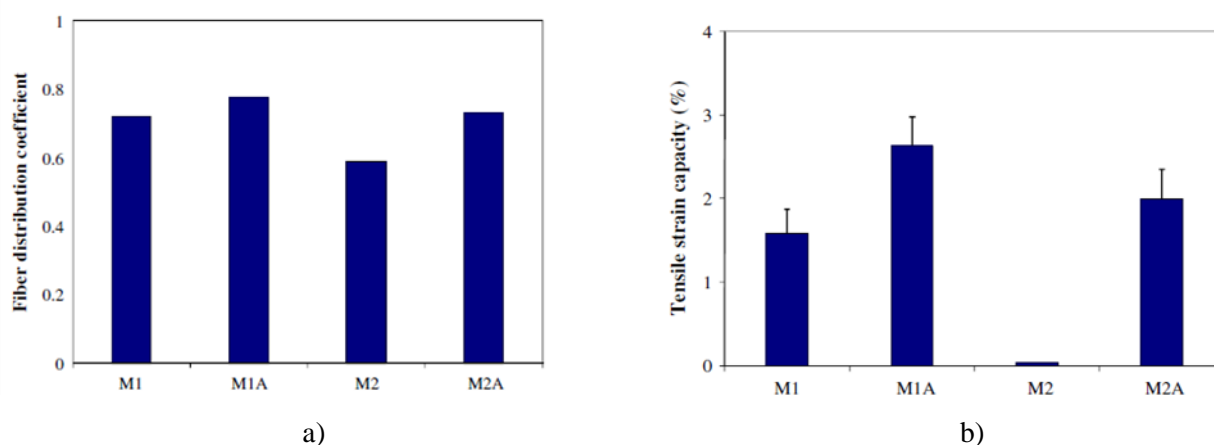


Fig. 12 a) Coeficiente de distribuição das fibras de PVA [18]; b) Capacidade de Deformação do ECC [18]

A adição de areia na mistura pode levar a uma má distribuição das fibras [48], distribuição essa que piora com o aumento do tamanho do agregado, essa é mais uma das razões pela qual o tamanho da areia deve ser controlado. O processo de mistura do ECC com areia não é igual aos anteriormente descritos uma vez que isso se traduzia numa diminuição da capacidade de deformação como se pode comprovar através da Fig. 13, levando por isso ao desenvolvimento do seguinte procedimento [18]:

- Adicionar os materiais sólidos à exceção da areia, acrescentar água e o superplastificante e misturar a velocidade lenta durante 1 minuto e, de seguida, em alta velocidade durante 2 minutos;
- Adicionar as fibras e misturar durante 2 minutos a alta velocidade;
- Adicionar a areia e misturar durante 2 minutos a alta velocidade.

O procedimento descrito anteriormente foi aplicado a 2 composições de ECC, S1 e S2. O processo de mistura de ECC com areia foi aplicado na mistura designada por S2A. Na Fig. 13 é possível aferir o ganho de resistência e de ductilidade da mistura S2 para a S2A, sendo que a única coisa que alterou foi o procedimento de amassadura.

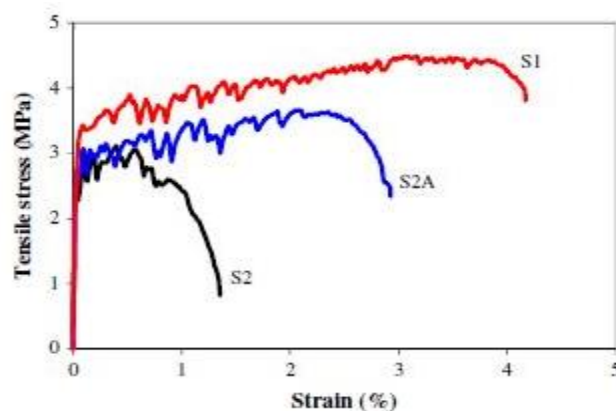


Fig. 13 Diagrama de tensão/extensão de ECC com (S2) e sem areia (S1) [18]

Com os resultados obtidos durante o estudo é possível concluir que a sequência da mistura ajustada com e sem areia conduz a uma melhoria das propriedades mecânicas do ECC, nomeadamente, na resistência à tração e na deformação, resultado da melhor distribuição das fibras [18], no entanto em parâmetros com por exemplo a força necessária para a ocorrência da primeira fissura o processo de mistura não tem qualquer tipo de influência [49].

2.5. PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO

As composições das argamassas apresentam diferentes características no estado fresco dependendo das quantidades e do tipo de cada material presentes na mistura. Através de ensaios simples, como o ensaio de espalhamento e o ensaio do cone de Marsh, é possível identificar algumas diferenças fundamentais entre as diversas misturas, que permitem excluí-las para a aplicação em vista. No estado fresco é também possível aferir a influência de parâmetros como rácio areia/água, rácio água/ligante e rácio superplastificante/ligante na mistura. Embora estes ensaios não caracterizem propriedades fundamentais

da argamassa (como parâmetros reológicos), a sua facilidade de execução, o baixo custo que possuem e a possibilidade de avaliar a estabilidade da argamassa, torna-os numa boa alternativa a testes mais morosos e dispendiosos.

2.5.1. ENSAIO DE ESPALHAMENTO

O ensaio de espalhamento é realizado para avaliar a trabalhabilidade da argamassa com e sem a adição de fibras. A adição de fibras diminui drasticamente esta propriedade como se pode comprovar através da Fig. 14, uma vez que estas reduzem a água livre na mistura. No entanto, a trabalhabilidade das mesmas pode ser mantida recorrendo a utilização de um superplastificante.

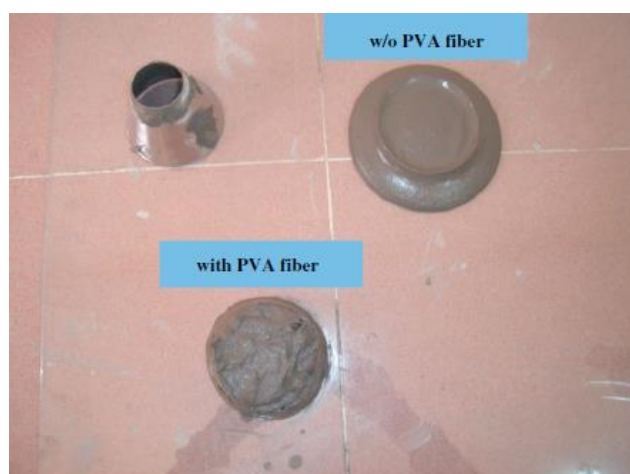


Fig. 14 Resultado típico do ensaio de espalhamento com e sem fibras de PVA [49]

Através destes ensaios é possível ter a percepção visual da segregação, sendo que, caso esta exista deve-se reformular o rácio superplastificante/ligante. O rácio referido é o que mais influencia a matriz a nível da trabalhabilidade, uma vez que o diâmetro obtido aumenta quando ocorre o aumento dessa razão [49].

2.5.2. ENSAIO DO CONE DE MARSH

O ensaio do cone de Marsh é utilizado para avaliar a fluidez das pastas de cimento e é realizado como exemplificado na Fig. 15. Em muitos dos ensaios do cone de Marsh é usual a mistura ficar retida no cone ou então os tempos obtidos revelam-se muito elevados, resultados estes que constataam a pouca fluidez da mistura. Uma forma de melhorar a mistura é aumentando as razões superplastificante/ligante e água/ligante, levando a uma diminuição do tempo de passagem. Por sua vez, se o tempo for demasiado curto, a mistura apresenta-se demasiado fluída sendo necessário corrigir a razão areia/ligante



Fig. 15 Ensaio do Cone de Marsh [50]

2.6. PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO

2.6.1. TRAÇÃO

As pastas de cimento apresentam um comportamento frágil e uma resistência à tração significativamente menor quando comparada com a sua resistência à compressão. As fibras adicionadas ao ECC melhoram o comportamento do material, tornando-o mais dúctil tal como ilustrado na Fig. 16. No entanto, a sua resistência à tração não aumenta de forma significativa, tomando valores de 4-12 MPa [13]. A elevada ductilidade é atingida uma vez que, quando sujeita a forças de tração a matriz forma sucessivas microfissuras e as fibras levam a uma diminuição da velocidade de propagação das mesmas evitando assim uma rotura frágil. Desta forma para que ocorra a rotura da matriz é necessária uma energia consideravelmente superior.

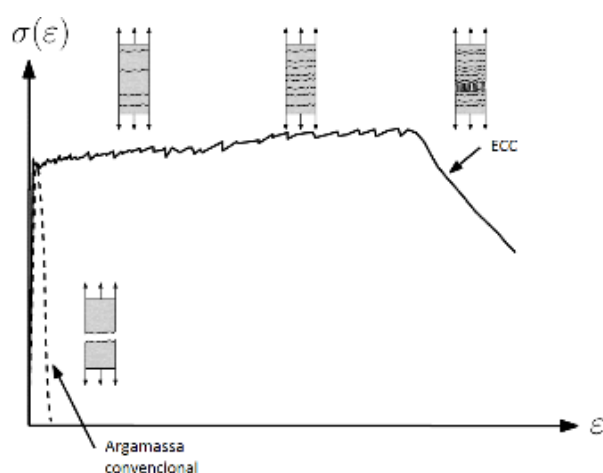


Fig. 16 Diferença entre deformações de argamassa convencional e ECC adaptado de [13]

Quando comparados com a argamassa simples os diagramas de tensão-deformação do ECC evidenciam uma maior deformação. A formação de múltiplas fissuras é uma das propriedades que se revela fundamental num material de cimento reforçado com fibras, uma vez que sem a formação destas não é possível obter elevada ductilidade [15].

A avaliação da tração pode ser feita de duas formas: direta através do ensaio de tração uniaxial ou indireta através do ensaio de flexão.

2.6.2. FLEXÃO

Para avaliar o comportamento à flexão do ECC é utilizado, tipicamente, o ensaio de flexão por 3 ou 4 pontos. Quando sujeito à flexão, a deformação do material é acompanhada da formação de múltiplas fissuras, mesmo sujeito a grandes deformações as fissuras apresentam uma largura bastante reduzida, tipicamente abaixo dos 60 μm [14], esta largura tende a estabiliza e a permanecer constante. O aumento adicional na capacidade de deformação é obtido pela formação de fissuras adicionais até que o material esteja saturado[51]. As cargas de flexão atingem valores entre 10-30 MPa [13].

Na Fig. 17 é possível observar os resultados típicos do ensaio de flexão do ECC , como é possível aferir pela mesma a ductilidade é significativamente maior nos primeiros dias.

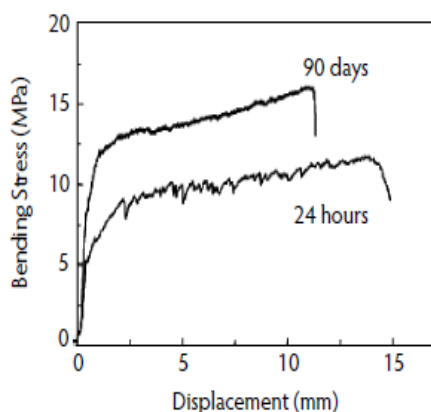


Fig. 17 Resultados típicos do ensaio do ECC em flexão [13]

2.6.3. COMPRESSÃO

A resistência à compressão é uma propriedade bem conhecida da argamassa e do betão, sendo que o ECC não apresenta valores muito diferentes destes.

Os valores da resistência à compressão do ECC situam-se no intervalo de 20-95 MPa. O módulo de elasticidade, por sua vez, é mais reduzido quando comparado com o betão convencional, o que é expectável, tendo em conta que nesta mistura não existe agregado grosso, sendo que os valores para este parâmetro este se encontra entre 18-34 GPa [13]. Para uma melhor resistência à compressão e à flexão o rácio água/ligante é o que possui uma maior influencia [49]. A Fig. 18 é referente ao desenvolvimento da resistência à compressão com a idade de um cilindro de ECC.

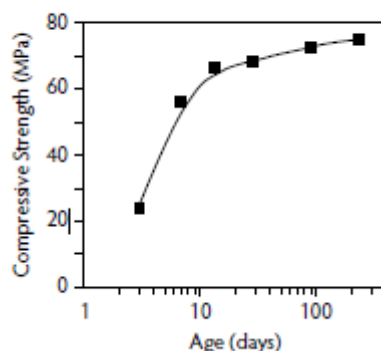


Fig. 18 Evolução da resistência à compressão do ECC com a idade [13]

2.7. PROPRIEDADES REOLÓGICAS

2.7.1. RETRAÇÃO

A retração tem início após o contacto do cimento com a água e ocorre, tanto no estado fresco, como no endurecido. Pelas suas características, nomeadamente, a falta de agregado grosso, o alto teor de cimento e de cinzas volantes e a elevada relação água/cimento; o ECC apresenta elevadas extensões de retração por secagem durante o seu endurecimento.

O betão normal apresenta uma retração de secagem final no intervalo de $400 * 10^{-6}$ até $600 * 10^{-6}$ com condições de secagem a 20°C e 60% de humidade relativa. Por sua vez, a retração de secagem final do ECC é aproximadamente variável entre $1200 * 10^{-6}$ e $1800 * 10^{-6}$ nas condições previamente referidas [51].

O rácio cinzas volantes/cimento tem vindo a ser alterado em diversos estudos, uma vez que pequenas variações podem levar a melhorias em relação à retração de secagem [51]. O gráfico apresentado na Fig. 19 mostra a retração autógena de 2 misturas, com diferentes rácios de cinzas e cimento.

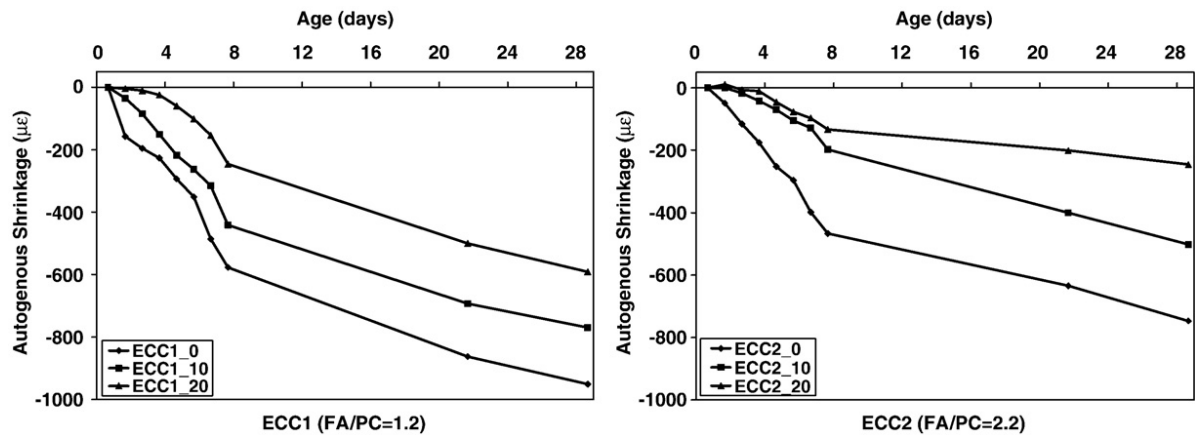


Fig. 19 Retração autógena de diferentes composições de ECC [14]

Com a análise do gráfico é visível que grande parte da retração acontece ainda na primeira semana, diminuindo ao longo do tempo. O ECC contém elevadas quantidades de cinzas volantes, este material conduz a uma menor hidratação, como a retração autogénea é o resultado do consumo de água devido à hidratação do cimento um maior teor de água livre resulta numa menor retração. O ECC1 tem elevado conteúdo de cimento, sendo que se pode atribuir o incremento na retração desta mistura a este fator [14].

Na Fig. 20 encontram-se representados os resultados da retração por secagem das misturas anteriores, a partir dos 28 dias.

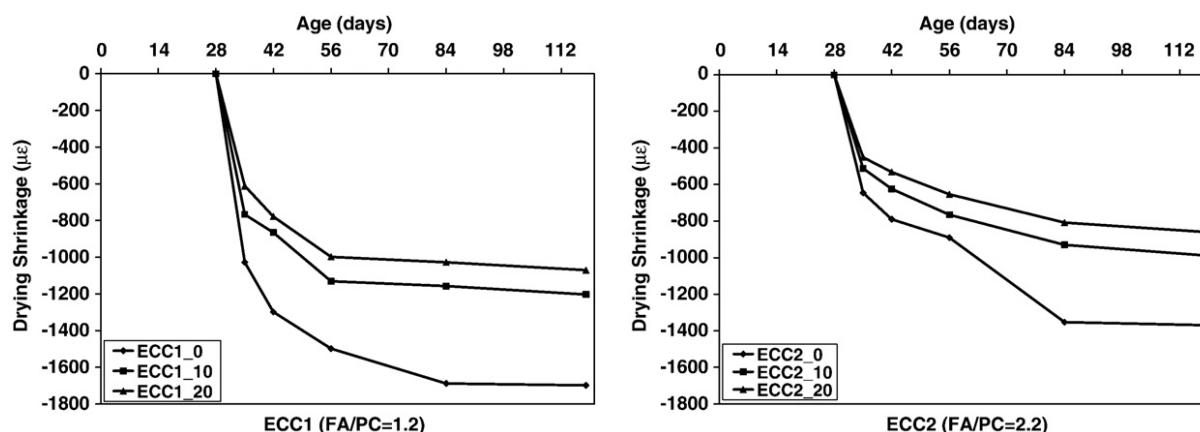


Fig. 20 Retração por secagem de diferentes composições de ECC [14]

Tal como na retração autogénea, o ECC1 mostra uma maior retração por secagem ao fim dos 90 dias. O aumento do conteúdo de cinzas volantes leva a uma melhoria neste tipo de retração. O facto de existirem partículas de cinzas volantes não hidratadas ajuda na diminuição da retração uma vez que funciona como agregado fino [14].

Alguns estudos têm-se focalizado em formas de melhorar a retração tentando, por isso, adaptar os processos de cura. A densa matriz do ECC impõe restrições ao transporte de água pelos métodos tradicionais de cura externa, sendo assim, a cura interna uma boa alternativa. Com a finalidade de melhorar o transporte de água, têm sido utilizados diversos processos, como por exemplo, a substituição de uma percentagem de agregado por agregado leve saturado. Encontra-se evidenciado na bibliografia que a substituição de 20% de areia por agregados finos leves saturados contribui para uma redução de 67% da retração autogénea, ao fim de 28 dias. Relativamente à retração por secagem, comprova-se uma redução da retração que varia entre 28% e 37 %, ao fim de 90 dias. No entanto, este processo afeta negativamente a resistência e a ductilidade do ECC[14].

2.8. DURABILIDADE

O aumento da durabilidade é um dos motivos impulsionadores para o desenvolvimento de novos materiais cimentícios. Na construção ou reabilitação de estruturas, devem ser cumpridos um conjunto de requisitos de forma a que, durante um certo período de tempo, não existam custos inesperados.

No caso das estruturas de betão armado a fissuração é um dos fatores que pode comprometer a durabilidade, uma vez que estas facilitam a penetração de agentes agressivos tais como a água, CO_2 e cloretos.

A propriedade mais relevante do ECC é a sua capacidade de deformação, sendo deste modo presumível a sua aplicação em locais que se encontram sujeitos a esforços de tração, implicando por isso a formação de microfissuras. É, no entanto, a largura reduzida da fissura que protege o aço contra processos de corrosão uma vez que esta quando comparada com fissuras em argamassas tradicionais é significativamente menor, resultando numa maior durabilidade [52].

O facto do ECC ser um material relativamente recente, o número de aplicações em ambientes naturais não é significativo, torna-se, por isso impossível garantir totalmente o comportamento do mesmo nas condições previamente referidas. Porém, estudos suportam a afirmação que o ECC pode ser um material durável.

Um dos estudos envolve a reparação de um muro de retenção de terras com fissuras já existentes. O muro é dividido e reforçado com diferentes materiais, como mostra a Fig. 21.

Nos blocos reparados foram aplicados dois tipos de ECC. Nos blocos 1 até 4, o ECC foi reforçado com um total de 1,5 % de fibras sendo estas de PVA e PE. O reforço nas divisões de 4 até 8 foi realizado apenas com fibras de PVA, enquanto que no bloco 9 foi aplicada uma argamassa normal e no bloco 10 não existiu qualquer tipo de reforço [10].

Nos blocos onde foi utilizado ECC a largura das fissuras foi inferior a 50 μm , enquanto que na argamassa normal a largura atingiu os 200 μm . A área onde ocorre fissuração é também inferior [13], o padrão de fissuração encontra-se representado na Fig. 21.

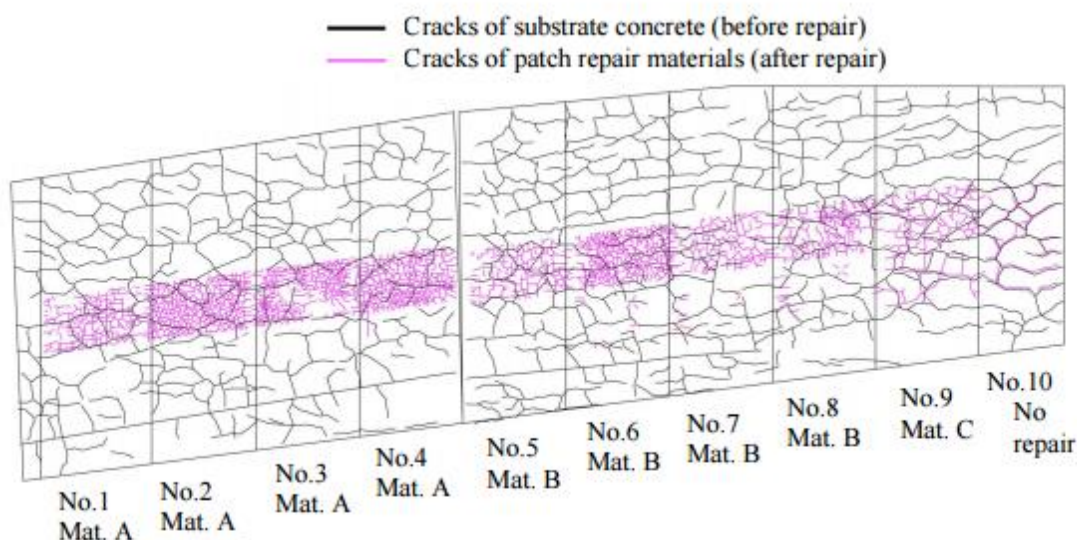


Fig. 21 Padrão de fissuração 1 ano após a reparação [10]

Em laboratório têm vindo a ser realizados vários ensaios que permitem recriar condições que o ECC pode experimentar. Os ensaios expõem a durabilidade devido a condições extremas de variação de temperatura (gelo-degelo, climas tropicais), corrosão induzida por cloretos, corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar, ataques químicos, fadiga e fluência sobre carga constante [13], em todos estes o desempenho do ECC é satisfatório.

2.9. EXEMPLOS DE APLICAÇÕES

Nos últimos anos o ECC tem sido aplicado em grande escala e em vários países. As aplicações são feitas de forma a reforçar paredes, melhorar propriedades e resolver problemas como por exemplo a fissuração.

Em Michigan, no ano de 2005, o ECC foi utilizado para substituir a junta de dilatação numa ponte como pode ser observado na Fig. 22. O efeito da expansão e a contração do tabuleiro é assim atenuado pela deformação dúctil do ECC, reduzindo também a necessidade de manutenção [8]. Quando sujeitos às

mesmas situações, o ECC obteve microfissuras inferiores a 50 μm , enquanto que, o betão normal teve fissuras de até 3,5 mm tendo que se proceder novamente à reparação da ponte [13].



Fig. 22 Parte do tabuleiro da ponte em Michigan construída em ECC [8]

No Japão a camada superior de um túnel foi construída com recurso ao ECC como é possível ver na Fig. 23. Uma vez que este era executado em betão com fibras de aço, a camada de ECC visou a proteção das fibras de aço existentes nesse material contra a carbonatação e a corrosão. Deste modo, a superfície tornou-se mais impermeável, e pode-se verificar reduções no tempo e no custo da construção, uma vez que não foi necessário executar cofragens [53].



Fig. 23 Camada exterior do túnel construído no Japão [53]

Em 2003, com a finalidade de reparar algumas fissuras e a reduzir a penetração de água foi projetada uma camada de 30mm de ECC na barragem de Mitaka (Fig. 24), totalizando uma área projetada de aproximadamente 500m² [7].



Fig. 24 Barragem de Mitaka [54]

O terramoto de 22 de fevereiro de 2011, na Nova Zelândia, revelou danos significativos na maioria dos prédios de alvenaria não reforçada. Além de terem sido registadas várias mortes, foi também perdido algum património arquitetónico. Como forma de reforço sísmico, foram projetadas camadas de ECC nas paredes da Universidade de Auckland e no Instituto de Tecnologia de Waikato (Fig. 25). Estas camadas permitem manter a aparência dos edifícios e reforçam-nos de uma forma eficiente. No entanto foram encontradas algumas dificuldades, podendo destacar-se as seguintes: pequenas pausas na projeção permitiam uma grande acumulação de fibras no bocal por onde é projetado o ECC, provocando o respetivo entupimento; verificaram-se dificuldades no transporte da máquina de projeção para os pisos elevados [55].



Fig. 25 Aplicação de ECC numa parede da Universidade de Auckland [55]

No Japão e a Oeste dos Estados Unidos os canais de irrigação (Fig. 26) têm vindo a ser reforçados com ECC, uma vez que as ações da temperatura tornam os outros materiais pouco duráveis, levando a problemas de impermeabilização. Com camadas de 15-25 mm de espessura os canais têm mostrado, desde então, uma boa resposta face aos problemas anteriormente detetados [53].



Fig. 26 Canal de irrigação reforçado com ECC [53]

3

ESTUDO E CARACTERIZAÇÃO DA
COMPOSIÇÃO

3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1.1. CIMENTO

O cimento Portland utilizado foi do tipo CEM I 42,5 R produzido pela Cimpor. Quando misturado com água este forma uma pasta que ganha presa e endurece por processos de hidratação [56]. O cimento utilizado está de acordo com a norma Europeia EN 197-1 e as suas características encontram-se especificadas na Tabela 4. Para os cálculos efetuados no plano de ensaios a massa volúmica utilizada foi de 3080 kg/m^3 .

Tabela 4 Características do Cimento CEM I 42,5 R

Características		
Químicas	Físicas	Mecânicas
Perda ao Fogo $\leq 5\%$	Início de presa $\geq 60 \text{ min}$	Resistência à compressão
Resíduos insolúveis $\leq 5\%$	Expansibilidade $\leq 10 \text{ mm}$	2 dias 20 MPa
Sulfatos $\text{CO}_3 \leq 4 \%$		28 dias 42,5 MPa
Cloretos $\text{CL} \leq 0,10 \%$		

3.1.2. CINZAS VOLANTES

As cinzas volantes utilizadas no projeto são resíduos da central térmica de Meirama, sediada em Espanha na cidade de Corunha. A densidade das partículas encontra-se no intervalo compreendida entre $2200\text{-}2700 \text{ kg/m}^3$, tendo sido adotado o valor médio de 2450 kg/m^3 para os cálculos necessários. O seu desempenho está de acordo com a norma: EN 450-1:2005+A1:2007.

3.1.3. AREIA

A areia utilizada foi fornecida pela Sifucel, apresenta uma massa volúmica que varia entre $2300\text{-}2900 \text{ kg/m}^3$, para os cálculos foi adotada uma massa volúmica de 2600 kg/m^3 . A granulometria desta areia é controlada e varia entre 0,2 e 0,4 mm. Na Tabela 5 é apresentada a sua distribuição granulométrica.

Tabela 5 Distribuição Granulométrica

Percentagem de massa que passa:		Peneiro (mm)	Limites Mínimos (%)	Valores Típicos (%)	Limites Máximos (%)	Requisitos adicionais de massa que passa
• EN 13139						
• EN 12620						
2D	100	2	100	100	100	---
1,4D	95 a 100	1,4	95	100	100	---
D	85 a 99	1	95	100	100	± 5%
d	---	0,500	NA	100	NA	---
d/2	---	0,250	18	43	68	± 25%
		0,125	NA	1	NA	---
		0,063	0	0,4	3	± 5%

Nota: NA - Não aplicável, peneiros para os quais não são requeridos limites nas normas aplicáveis.

3.1.4. SUPERPLASTIFICANTE

O superplastificante utilizado foi o ViscoCrete 3005 produzido pela Sika, que está de acordo com a norma NP EN 934-2: T3.1/3.2. As características fornecidas pelo produtor estão indicadas na Tabela 6.

Tabela 6 Características do superplastificante

Sika ViscoCrete 3005	
Base química	Solução aquosa de policarboxilatos modificados.
Aspeto	Líquido castanho claro,
Massa volúmica	$1,05 \pm 0,02 \text{ kg/dm}^3$ (a $+23 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$)
pH ($23 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$)	$4,0 \pm 1,0$
Teor de sólidos	$26,0 \pm 1,3\%$
Teor em cloretos	$\leq 0,1\%$

3.1.5. FIBRAS

As fibras utilizadas são as que se encontram na Fig. 27, estas foram as fornecidas pela empresa japonesa Kuraray. A sua referência é RECS 15/12 mm e as características estão apresentadas na Tabela 7.



Fig. 27 Aspeto das fibras de PVA

Tabela 7 Características das Fibras de PVA

Fibras de PVA	
Diâmetro	0,04 mm
Comprimento	12 mm
Módulo de elasticidade	28 GPa
Extensão máxima	12,5%
Resistência a tração	1600 MPa

3.1.6. ÁGUA

A água utilizada foi retirada da rede de abastecimento da cidade do Porto. Esta encontra-se em conformidade com a norma NP EN 1008.

3.2. PLANO DE ENSAIOS

Para investigar o efeito dos parâmetros-chave da mistura do ECC nas suas propriedades nos estados fresco e endurecido foi desenvolvido um programa experimental com base num plano fatorial.

Foi adotado um plano fatorial aumentado (“Central Composite Design- CCD” na designação inglesa) para investigar o efeito de quatro parâmetros da mistura: a relação volumétrica água/finos (V_w / V_p); a relação água/cimento em massa (w/c); a relação volumétrica areia/argamassa (V_s / V_m); e a razão superplastificante/finos, em massa (Sp/p); em diferentes propriedades da argamassa, nomeadamente, o diâmetro de espalhamento, o tempo de escoamento no cone de Marsh; a resistência à compressão e tração por flexão (aos 28 e 90 dias) e vários parâmetros relacionados com o comportamento à tração, obtidos através do ensaio de tração uniaxial.

Este plano experimental consiste num plano fatorial com 2^4 experiências (quatro fatores em dois níveis), aumentado com oito experiências axiais e cinco experiências centrais para avaliar o erro experimental [57]. O efeito das quatro variáveis independentes (V_w/V_p , w/c , Sp/p e V_s/V_m) foi avaliado em cinco níveis diferentes $-\alpha$, -1 , 0 , $+1$, $+\alpha$, tal como indicado na Tabela 8. Assim, foram estudadas um total de 29 misturas de acordo com as combinações apresentadas na Tabela 9. Os intervalos de variação apresentados na Tabela 8 foram definidos com base na informação recolhida na revisão da literatura.

Tabela 8 Relação entre valores codificados e valores reais de cada variável

	-2	-1	0	1	2
V_w/V_p	0,700	0,750	0,800	0,850	0,900
w/c	0,600	0,65	0,70	0,75	0,800
Sp/p	0,35%	0,40%	0,45%	0,50%	0,55%
V_s/V_m	0,160	0,180	0,200	0,220	0,240

Tabela 9 Plano experimental (variáveis em valores codificados)

Ref.	Valores codificados			
	Vw/Vp	w/c	Sp/p	Vs/Vm
F1	-1	-1	-1	-1
F2	1	-1	-1	-1
F3	-1	1	-1	-1
F4	1	1	-1	-1
F5	-1	-1	1	-1
F6	1	-1	1	-1
F7	-1	1	1	-1
F8	1	1	1	-1
F9	-1	-1	-1	1
F10	1	-1	-1	1
F11	-1	1	-1	1
F12	1	1	-1	1
F13	-1	-1	1	1
F14	1	-1	1	1
F15	-1	1	1	1
F16	1	1	1	1
CC1	-2	0	0	0
CC2	2	0	0	0
CC3	0	-2	0	0
CC4	0	2	0	0
CC5	0	0	-2	0
CC6	0	0	2	0
CC7	0	0	0	-2
CC8	0	0	0	2
Ci; i=1a5	0	0	0	0

3.3. CARACTERIZAÇÃO DAS ARGAMASSAS

A composição das várias argamassas foi determinada conforme o plano de ensaios apresentado na Tabela 9. Para cada composição foi preparada uma amassadura de 1,65 l. A caracterização da argamassa sem fibras é muito importante uma vez que, mediante os resultados obtidos, irá ser definido o ponto de partida para a caracterização da mesma com fibras.

3.3.1. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA

3.3.1.1. Argamassa sem fibras

O procedimento adotado para a mistura sem fibras esta indicado na Fig. 28, este procedimento foi reajustado do utilizado tipicamente para argamassas auto-compactáveis.

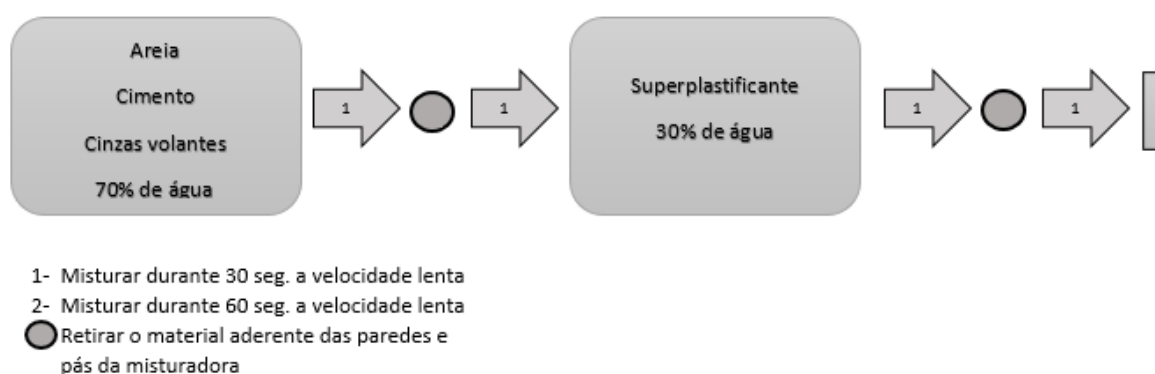


Fig. 28 Procedimento de amassadura da argamassa sem fibras

3.3.1.2. Argamassas com fibras

Para a produção da argamassa com fibras foi feito um reajuste ao procedimento de amassadura com base no proposto pela literatura [18]. A adição da areia pode causar uma dispersão não uniforme das fibras traduzindo-se numa pior ligação entre a matriz e as fibras de PVA, optando-se assim pela sua introdução no final da amassadura. As alterações visam uma melhor aderência entre a matriz e as fibras. O processo adotado encontra-se ilustrado na Fig. 29.

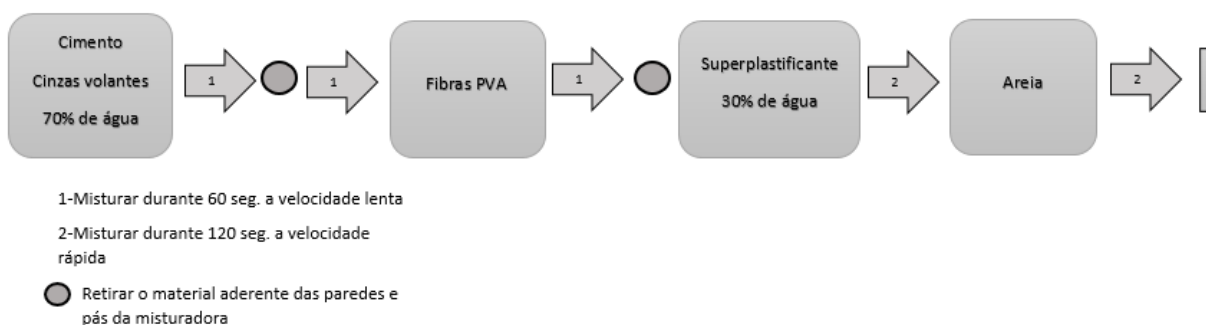


Fig. 29 Procedimento de amassadura da argamassa com fibras

3.4. CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA

3.4.1. ESTADO FRESCO

A caracterização da argamassa no estado fresco é importante para aferir a trabalhabilidade da mesma como foi anteriormente referido. Com este propósito, e após o processo de amassadura foi realizado o ensaio do cone de Marsh e o ensaio do espalhamento. No ensaio do cone de marsh registou-se o tempo que a argamassa demorou a atingir os 200 ml, enquanto que no ensaio do espalhamento foram medidos dois diâmetros ortogonais na área de espalhamento. Em ambos os ensaios foram registadas duas leituras.

A Fig. 30 e Fig. 31 mostra o ensaio de espalhamento da mesma argamassa (F3) com e sem fibras.



a)



b)

Fig. 30 Ensaio de espalhamento da argamassa F3 (sem fibras): a) Aspecto da argamassa sem fibras b) Medição de um diâmetro



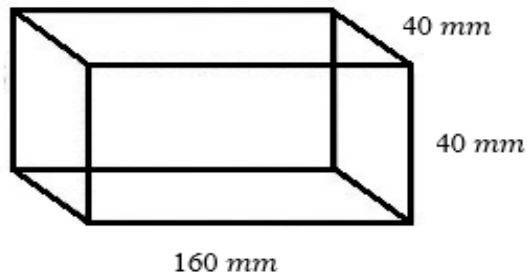
a)



b)

Fig. 31 Ensaio de espalhamento da argamassa F3 com 2% fibras PVA; a) Aspecto da argamassa com fibras b) Medição de um diâmetro

Para a argamassa sem fibras foram moldados 6 provetes prismáticos com dimensões de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ como mostra a Fig. 32. Os moldes para a caracterização do comportamento à tração da argamassa com fibras são os representados na Fig. 33, sendo que para esta composição foram apenas moldados 2 provetes. Após 24 horas os provetes foram desmoldados, introduzidos em água e armazenados na câmara de cura até à data dos ensaios.

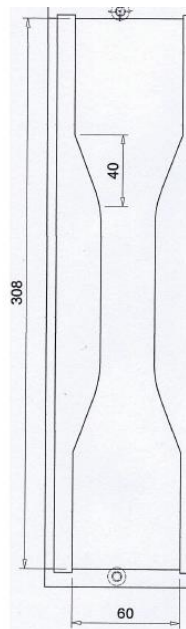


a)



b)

Fig. 32 a) Dimensões de provetes moldados b) Molde preenchido com argamassa



a)



b)

Fig. 33 a) Dimensões; b) Moldes para provetes “dog-bones”

Tabela 10 é apresentada uma síntese dos ensaios realizados para o estado fresco. No caso da argamassa com fibras não foi realizado o ensaio do cone de Marsh uma vez que existe um aumento da viscosidade, o que torna o ensaio inexecutável.

Tabela 10 Síntese dos ensaios para o estado fresco

	Argamassa sem fibras	Argamassa com fibras
Ensaio de espalhamento	x	x
Ensaio do cone de Marsh	x	

3.4.2. ESTADO ENDURECIDO

Os provetes moldados no estado fresco destinam-se à caracterização da argamassa no estado endurecido aos 28 e aos 90 dias de idade. Quando foram atingidas as idades referidas realizaram-se ensaios à flexão e ensaios à compressão com os provetes em questão.

A caracterização da tração é feita utilizando o processo indicado na Fig. 34 . Na Fig. 34 a) o provete é apoiado nos elementos cilíndricos da máquina, sendo de seguida carregado na zona central, entre os dois apoios existentes, até à rotura do mesmo, como mostra a Fig. 34 b).



a)



b)

Fig. 34 Ensaio de flexão: a) Início do ensaio à flexão b) Instante em que o provete atinge a rotura

A resistência à tração é calculada através da seguinte expressão (1):

$$F_{ctm} = \frac{1,5 f_{t x l}}{b h^2} \quad (1)$$

- F_{ctm} =Resistência à tração;
- f_t =Força máxima de rotura;
- l =distancia máxima entre os elementos cilíndricos, neste caso 100 mm;
- b =largura do provete;
- h =altura do provete;

Para o ensaio à compressão foram utilizadas as metades resultantes do ensaio à tração por flexão, provetes estes que possuem dimensões de aproximadamente $40 \times 40 \times 80 \text{ mm}^3$. Em cada um dos provetes é aplicada uma força crescente até à rotura como mostra a Fig. 35 , registando-se em seguida a força máxima.



Fig. 35 Ensaio à compressão

A resistência à compressão é dada pela expressão (2).

$$F_{cm} = \frac{f_c}{A} \quad (2)$$

- F_{cm} =Resistência à compressão;
- f_c = Força máxima de rotura;
- A =Área de contacto;

A área de contacto deveria ser $40 \times 40 \text{ mm}^2$, no entanto em alguns provetes houve a necessidade de corrigir essa área, uma vez que alguns moldes não ficaram totalmente preenchidos.

A caracterização da argamassa no estado endurecido não foi realizada da mesma forma para quando esta contém, ou não, fibras. Além dos ensaios utilizados não serem os mesmos, houve também diferença nas propriedades avaliadas. O ensaio à compressão apenas foi realizado nas argamassas sem fibras, pelo facto de a introdução das fibras não permitir ganhos significativos da resistência à compressão. Num estudo previamente realizado em que foram ensaiados provetes com e sem fibras, o ganho máximo foi de apenas 17% [49].

Para o ensaio de tração uniaxial foram utilizados os provetes designados por *dog-bones*, estes são colocados nas maxilas e em seguida é aplicada uma carga uniaxial crescente até a rotura do provete, como mostra na Fig. 36. Os ensaios são inválidos se a rotura ocorrer fora da zona de leitura de resultados.

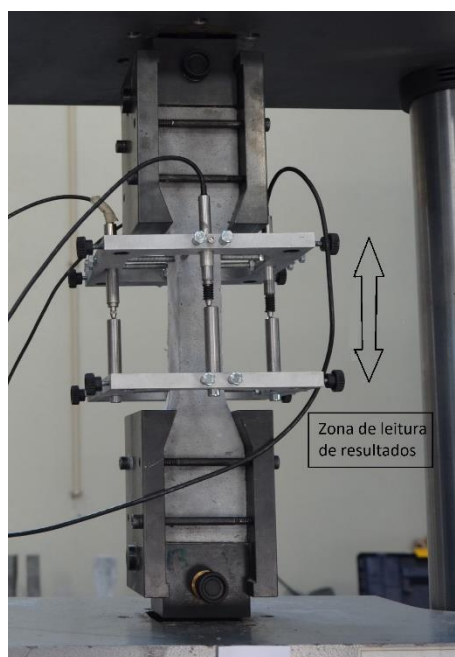


Fig. 36 Ensaio de tração uniaxial

Na Tabela 11 é apresentada a correspondência entre os ensaios e as argamassas caracterizadas.

Tabela 11 Síntese dos ensaios no estado endurecido

Ensaio	Argamassas sem fibras	Argamassas com Fibras
Ensaio à compressão	x	
Ensaio à flexão	x	
Ensaio de tração uniaxial *		x

* Os ensaios de tração uniaxial não foram concluídos a tempo de serem incluídos os respectivos resultados na presente dissertação.

3.5. RESULTADOS

3.5.1. ESTADO FRESCO

Os resultados da média dos diâmetros e do tempo de funil estão apresentados na Tabela 12. A análise dos resultados obtidos permite evidenciar aquilo que foi observado durante a realização dos ensaios.

Tabela 12 Resultados no estado fresco da argamassa com e sem fibras

	$Dflow_{s/fibras}(mm)$	$Tflow_{,1}(s)$	$Tflow_{,2}(s)$	$Dflow_{c/fibras}(mm)$
F1	256,00	94,25	112,22	124,25
F2	328,50	28,72	35,22	155,50
F3	365,50	54,25	63,28	133,50
F4	331,50	27,54	33,03	163,75
F5	362,25	50,15	83,78	158,25
F6	435,75	22,09	26,06	170,00
F7	418,25	45,06	60,1	
F8	428,25	24,37	36,50	165,25
F9	230,75	128,81	463,15	106,00
F10	349,25	24,75	31,09	132,50
F11	324,00	80,71	97,12	115,75
F12	370,00	29,50	42,09	145,25
F13	379,75	61,40	74,29	146,25
F14	385,50	32,60	47,87	164,50
F15	358,50	68,53	136,19	144,75
F16	404,00	26,13	29,62	146,50
CC1	309,50	137,09	162,32	121,75
CC2	424,50	17,16	20,47	151,50
CC3	321,75	48,69	58,66	134,25
CC4	383,25	37,09	60,56	161,75
CC5	267,00	57,94	70,22	127,50
CC6	390,75	41,44	62,28	162,00
CC7	407,75	35,06	40,93	174,25
CC8	346,50	55,94	85,09	124,00
C1	372,25	40,38	71,50	154,25
C2	363,50	49,53	90,66	
C3	354,75	44,13	70,38	
C4	347,25	43,66	56,50	
C5	369,25	40,72	63,09	

Como foi referido anteriormente o controlo do erro experimental é feito com recurso à repetição do ensaio da mistura central. Foram realizadas 5 misturas centrais, sendo que todas as propriedades analisadas apresentaram um coeficiente de variação aceitável, como mostra a Tabela 13. Com o plano experimental completo pretendia-se obter uma gama de resultados com uma variação significativa o que se observa comparando os resultados apresentados nas Tabelas 13 e 14.

Tabela 13 Análise descritiva dos resultados obtidos com os pontos centrais do plano

	Diâmetro	1ºTempo	2ºTempo
Mínimo	347,25	40,38	56,50
Máximo	372,25	49,53	90,66
Média	361,40	43,68	70,43
Desvio padrão	10,35	3,68	12,83
Coef. Variação	2,86%	8,42%	18,22%

Tabela 14 Análise descritiva dos resultados obtidos com todos os pontos do plano

	Diâmetro	1ºTempo	2ºTempo
Mínimo	230,75	17,16	20,47
Máximo	435,75	137,09	463,15
Média	358,13	49,92	78,77
Desvio padrão	49,55	28,93	80,76
Coef. Variação	13,84%	57,95%	102,53%

No decorrer do plano foi possível observar que as misturas com um tempo de funil mais elevado apresentavam um espalhamento menor. Mediante a análise gráfico da Fig. 37 é possível constatar que de uma forma geral, os tempos mais baixos associam-se a diâmetros mais elevados e aos tempos mais altos a diâmetros menores. A informação retirada da bibliografia permitiu antecipar o comportamento das misturas aquando da introdução das fibras, uma vez que se sabe que a introdução destas diminuí em cerca de 50% o diâmetro espalhamento. Por este motivo o plano foi traçado de forma a que os espalhamentos não atingissem valores demasiado reduzidos. Na Fig. 37 é notório que a grande maioria dos resultados se encontram no intervalo de 325mm a 400 mm.

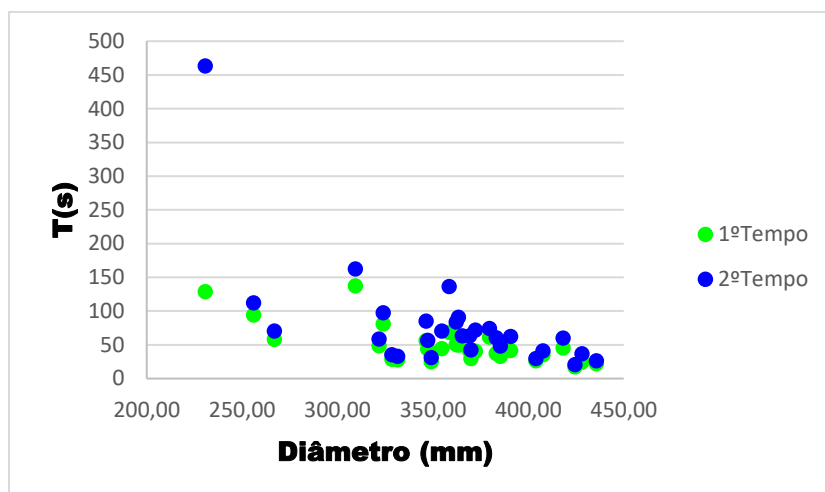


Fig. 37 Gráfico da relação entre o diâmetro de espalhamento e o tempo de funil

Na Fig. 38 apresenta-se, para a mesma mistura, o diâmetro obtido com e sem a adição de fibras, assim como as respectivas perdas. A partir do gráfico, é possível concluir que a mistura F9 foi a que apresentou menor diâmetro, sendo este praticamente igual ao do cone utilizado no ensaio. No caso da mistura F7 não é apresentado nenhum resultado da argamassa com fibras, pelo facto de não ter sido possível ensaiá-la, pois, a mesma apresentava demasiada segregação. Neste plano de ensaios, as perdas no diâmetro de espalhamento variaram entre 51-64%.

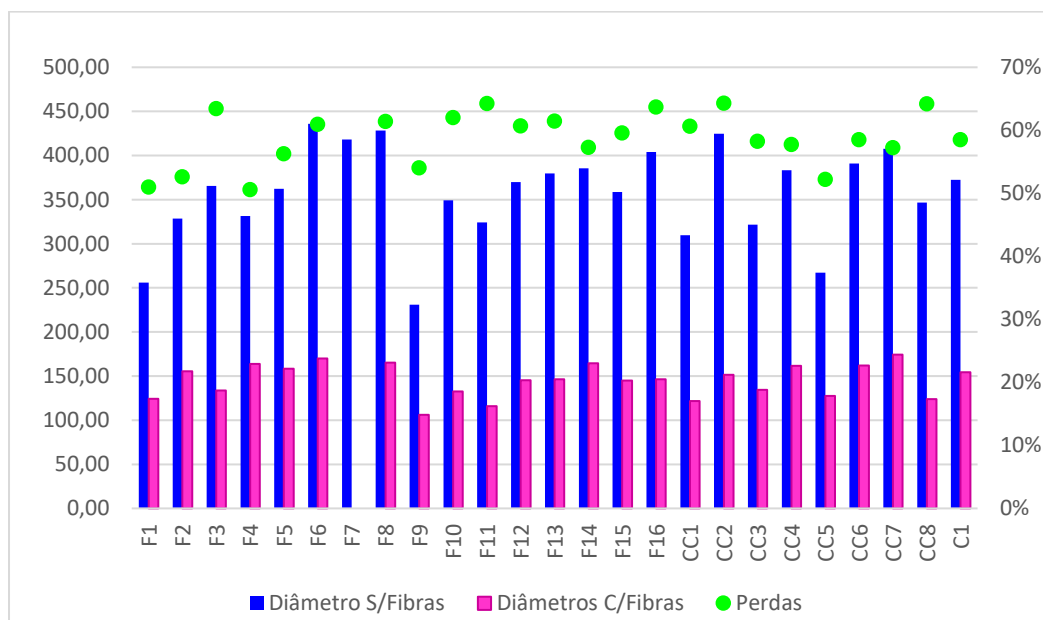


Fig. 38 Relação de diâmetros de espalhamento para a mesma composição com e sem a adição de fibras

Na Fig. 39 está representado o diâmetro com fibras em função do diâmetro sem fibras. Através deste gráfico é possível concluir que com o aumento do diâmetro de espalhamento da argamassa sem fibras aumenta também o diâmetro de espalhamento da argamassa com fibras. No entanto, não se encontrou um ajuste linear de boa qualidade entre ambos os resultados.

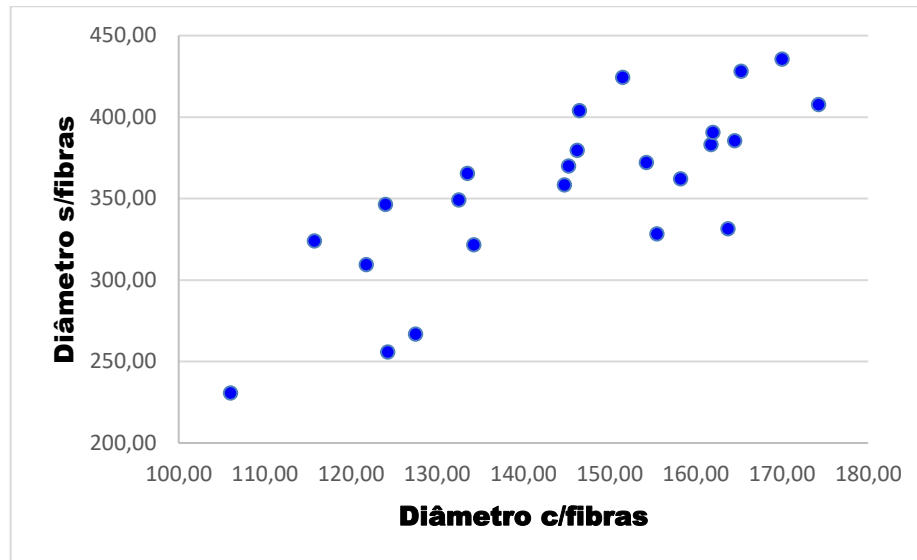


Fig. 39 Relação entre os diâmetros de espalhamento obtidos nas argamassas com e sem fibras

3.5.2. ESTADO ENDURECIDO

Os resultados da resistência à compressão e à tração das argamassas sem fibras aos 28 e aos 91 dias estão apresentados na Tabela 15. Os ensaios foram realizados no laboratório da tecnologia do betão e do comportamento estrutural –LABEST. Os resultados são obtidos com base nas equações presentes na norma NP EN 196-1 e que são apresentadas anteriormente na pág.33 como equação (1) e (2).

Tabela 15 Resultados da resistência à tração e à compressão da argamassa sem fibras.

	<i>f_{ctm}</i> , 28d (MPa)	<i>f_{ctm}</i> , 91d (MPa)	<i>f_{cm}</i> , 28d (MPa)	<i>f_{cm}</i> , 91d (MPa)
F1	7,69	7,43	37,12	45,70
F2	8,74	10,33	43,10	55,90
F3	7,67	9,30	47,97	57,19
F4	8,31	8,33	40,31	48,13
F5	7,35	7,93	39,02	43,03
F6	9,64	11,82	48,86	63,25
F7	7,05	8,64	44,09	54,02
F8	8,55	10,45	43,19	52,86
F9	7,07	8,24	35,36	45,52
F10	9,28	10,13	45,80	56,50
F11	7,09	7,50	36,84	42,40
F12	8,64	8,66	41,88	47,58
F13	9,44	10,99	53,79	68,15
F14	8,89		45,75	57,98
F15	6,99	8,04	36,84	43,92
F16	8,14	9,91	41,00	54,13
CC1	6,79	8,05	34,64	43,36
CC2	8,10	10,27	47,68	55,63
CC3	9,09	9,097	42,51	49,53
CC4	5,79	7,67	35,45	39,69
CC5	7,42	7,85	36,24	43,42
CC6	7,41		34,65	50,91
CC7	9,10	9,35	49,12	57,83
CC8	6,51	8,28	31,38	42,87
C1	7,60	8,24	35,65	44,46
C2	7,55	8,26	36,28	45,79
C3	7,86	8,21	40,33	48,10
C4	7,60		37,71	49,23
C5	7,33		37,14	49,22

O gráfico representado na Fig. 40 mostra a dispersão dos resultados obtidos na resistência à compressão em função do diâmetro obtido no ensaio do espalhamento no estado fresco.

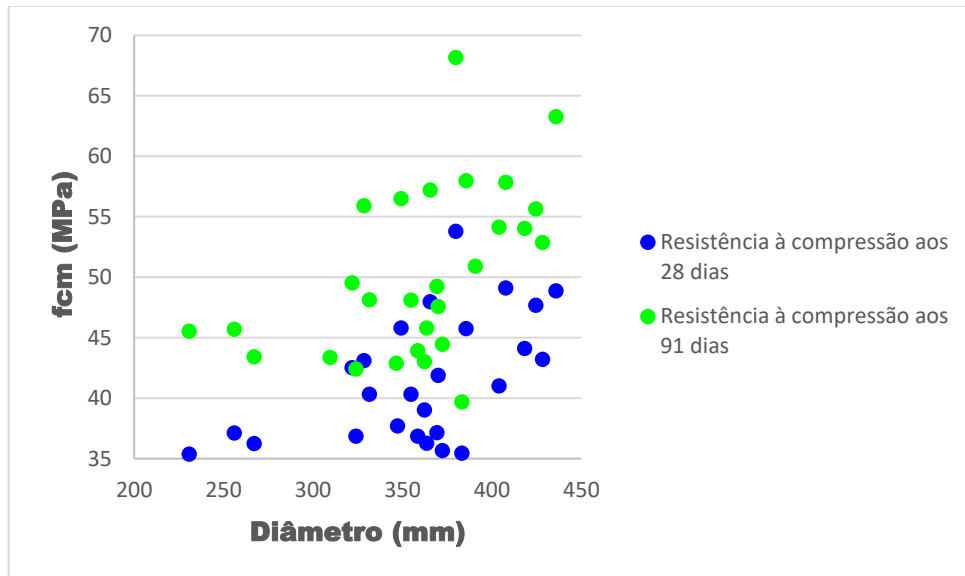


Fig. 40 Resistência à compressão em diferentes idades, em função do diâmetro de espalhamento.

A resistência máxima obtida à compressão aos 28 dias foi de 53,79 MPa e a mínima de 31,38 MPa. Analisando a dispersão dos resultados dos 28 para os 91 dias é notório o ganho de resistência sendo que, a resistência máxima aos 91 dias foi de 68,15 MPa e a mínima de 39,69 MPa. Na Fig. 41 é apresentado um gráfico que evidencia esse ganho, destacando-se a composição referente ao CC8, uma vez que tem o maior ganho, sendo este de aproximadamente 37%. Por sua vez, a mistura F5 apresenta o menor ganho, sendo este de apenas 10%.

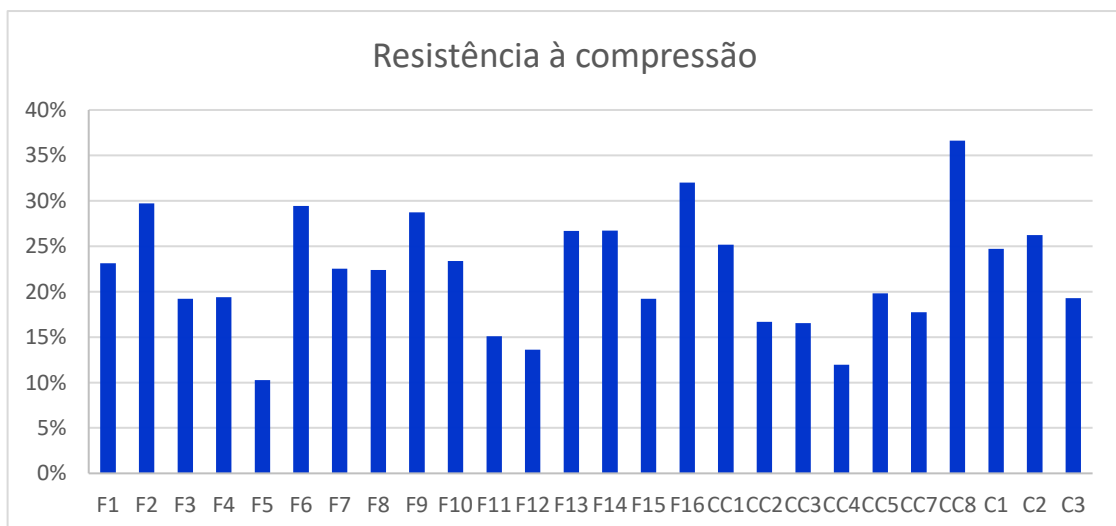


Fig. 41 Ganho de resistência à compressão dos 28 para os 91 dias

No gráfico da Fig. 42 é representada a resistência aos 28 dias em função da resistência aos 91 dias. Recorrendo à análise deste gráfico, é possível ver que embora existam discrepâncias esporádicas, o aumento de resistência tem alguma linearidade, o que dá origem a um bom ajuste linear. Uma vez que as composições são as mesmas e que todas seguiram as mesmas condições antes e no decorrer do ensaio, era expectável a homogeneidade nos resultados obtido.

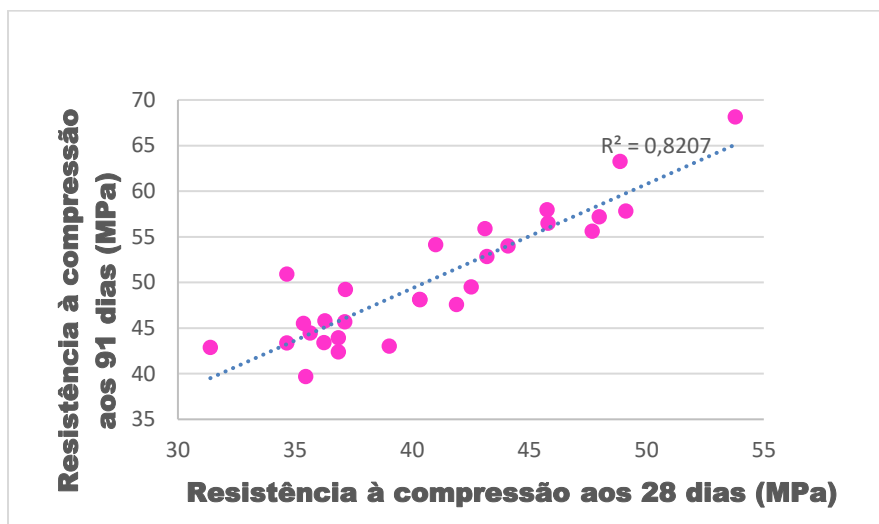


Fig. 42 Relação entre a resistência à compressão aos 28 e aos 91 dias

O ECC apresenta valores de resistência à compressão de 20-95 MPa [13], sendo que com a adição das fibras não é esperado um aumento significativo da resistência. Assim sendo, é deste modo conclusivo que todas as matrizes têm um bom comportamento quando sujeitas a forças de compressão.

Na Fig. 43 estão apresentados os resultados da resistência à tração em função do diâmetro de espalhamento. Os resultados foram obtidos através de tração indireta.

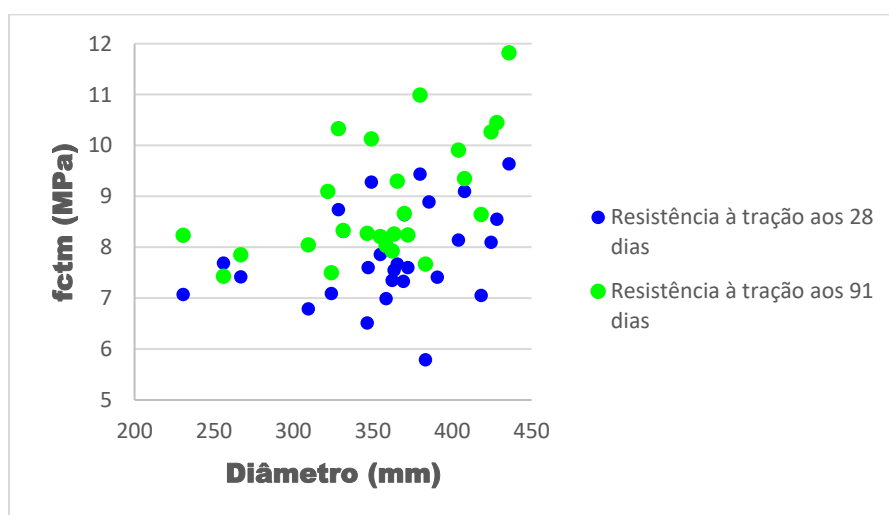


Fig. 43 Resistência à tração em diferentes idades, em função do diâmetro de espalhamento

A resistência à tração máxima aos 28 dias foi 9,64 MPa e a mínima de 5,79 MPa. Quando analisados os resultados aos 91 dias é evidente um aumento na resistência máxima, passando esta a ser de 11,82 MPa, representando um ganho de resistência máxima de cerca de 23%. Relativamente à resistência mínima, o incremento obtido é de 28%, sendo esta percentagem numericamente traduzida numa resistência mínima de 7,43 MPa.

A relação entre a resistência à compressão e à tração está representada na Fig. 44. Como seria de esperar, a resistência à tração aumenta com o aumento da resistência à compressão.

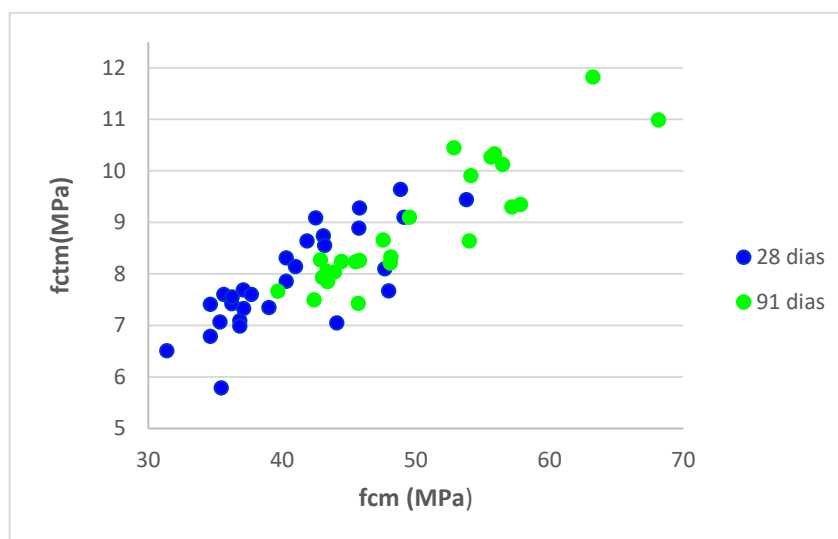


Fig. 44 Resistência à tração em função da resistência à compressão.

3.5.3. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS VARIÁVEIS ESCOLHIDAS

No presente subcapítulo será analisada a influência das diferentes variáveis nos resultados obtidos com o desenvolvimento do plano fatorial. Para essa análise foram utilizados os valores referentes às series CCI. Nestas series, como se referiu anteriormente, é alterado um parâmetro de cada vez relativamente ao ponto central, sendo assim mais fácil perceber a sua influência na matriz.

Esta análise é importante pois numa fase posterior em que se procure atingir certas características serão modificadas as variáveis que mais influenciam a matriz, é possível também perceber se é mais vantajosa a alteração de apenas uma variável de cada vez ou de várias em simultâneo.

Nos gráficos da Fig. 45 está representada a influência das variáveis no diâmetro de espalhamento. O rácio mais influente neste resultado é o Sp/p sendo que à medida que esse rácio aumenta o diâmetro também aumenta. Este resultado era de se esperar, uma vez que este rácio contribui para a trabalhabilidade da mistura e esta está diretamente relacionada com o diâmetro que a mistura atinge.

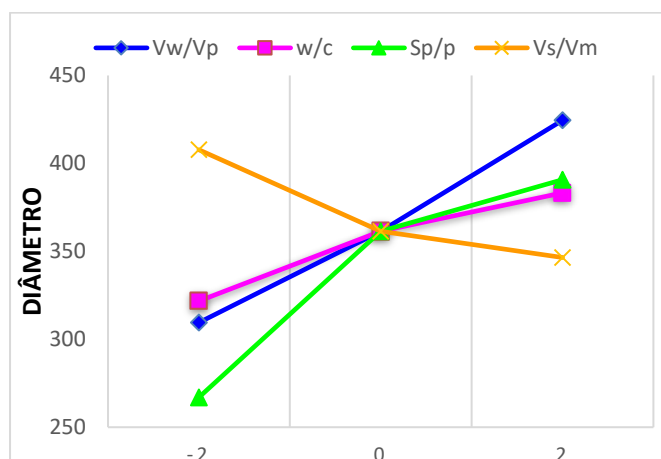


Fig. 45 Influência das diferentes variáveis no diâmetro de espalhamento

Com a análise de todos os resultados é possível identificar 2 misturas que ultrapassam o diâmetro máximo e 2 que ultrapassam o diâmetro mínimo obtidos com as series fatoriais aumentadas, sendo estas a F6, F8, e F1 e F9, respetivamente. Estes resultados indicam que para se modificar o diâmetro atingido pela mistura é mais vantajoso mexer em mais do que um parâmetro em simultâneo, dando, contudo, saltos mais pequenos.

O parâmetro Vw/Vp é o parâmetro que mais influencia o tempo do funil como mostra a

Fig. 46, com a diminuição deste rácio o tempo de funil diminui substancialmente. Todas as composições do plano atingiram tempos que se encontram no intervalo abrangido no gráfico.

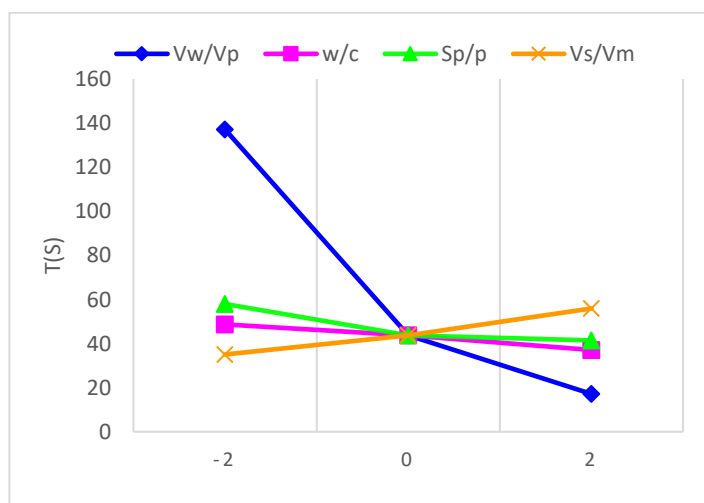


Fig. 46 Influência das diferentes variáveis no tempo de funil

Na resistência à compressão a variável mais influente é o V_s/V_m , com o aumento deste rácio a resistência à compressão diminui como é possível observar na Fig. 47.

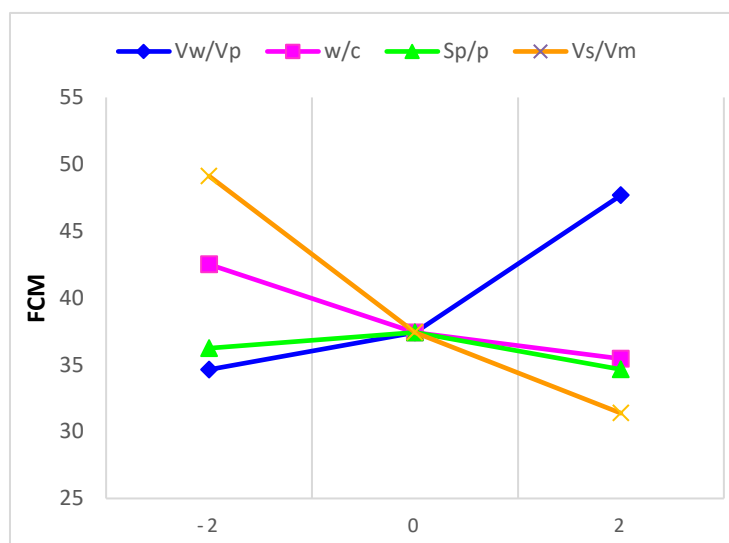


Fig. 47 Influência das diferentes variáveis na resistência à compressão

Com a análise de todos os resultados é possível identificar apenas uma mistura que atinge um valor superior de resistência à compressão sendo esta a F13, por isso para aumentar a resistência torna-se mais eficaz alterar diferentes variáveis dando saltos mais pequenos em vez de alterar apenas o rácio V_s/V_m .

4

REFORÇO E ENSAIO DE MURETES DE ALVENARIA

No presente capítulo serão apresentados os procedimentos utilizados para o reforço dos muretes de alvenaria. Para o ensaio dos mesmos, serão realizados ensaios à flexão, com base nos procedimentos presentes na norma NP EN 1052-2 2002 [2]. A diferença, entre os diferentes muretes ensaiados é o tipo de revestimento aplicado. No final, será feita uma comparação de forma a aferir quais as melhorias notadas no comportamento à flexão.

4.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO PERPENDICULAR ÀS JUNTAS HORIZONTAIS

4.1.1. DIMENSIONAMENTO DOS MURETES

As dimensões dos muretes para o ensaio à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento são definidas de acordo com a norma NP EN 1052-2 2002 [2], as medidas adotadas estarão de acordo com os pressupostos mencionados na Tabela 16.

Tabela 16 Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais [2]

Direção	h_u (mm)	b (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular as juntas horizontais	≤ 250	≥ 240 e $\geq 3 h_u$	No mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2
	> 250	≥ 1000	No mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2

Definição dos parâmetros:

- h_u - Altura da unidade de alvenaria (mm);
- l_u - Comprimento da unidade de alvenaria (mm);
- l_2 - Espaçamento entre os dois apoios interiores (mm);
- b - Altura ou comprimento do provete;

Para o ensaio à flexão segundo o plano perpendicular à junta de assentamento, é necessário determinar a altura do murete e definir os parâmetros l_1 e l_2 , tal como mostra a Fig. 48. Dado que a altura do tijolo é menor que 250, utilizaram-se os pressupostos da Tabela 16 em concordância com essa informação para concretizar o dimensionamento.

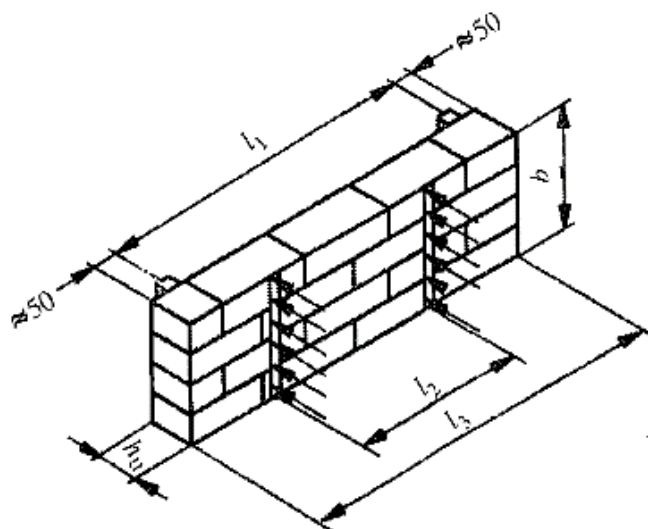


Fig. 48 Provates de alvenaria cumprindo os requisitos da tabela 15 [2]

Determinação da altura dos provates.

- $h_u = 200\text{mm} \leq 250\text{mm} \wedge b \geq 240 \wedge b \geq 3 h_u = 3 \times 200 = 600\text{mm} \Rightarrow b = 600\text{mm}$

A definição da distância l_2 foi aferida tendo em conta que haveria no mínimo uma junta vertical por fiada e que, a distância entre o apoio exterior e a extremidade mais próxima do murete deve ser de, no mínimo, 50 mm. Entre o apoio interior e exterior do mesmo lado a distância mínima deve ser igual à espessura do murete.

Considerando os propósitos descritos, foi considerado um $l_1 = 500\text{mm}$. Através do cálculo seguinte verifica-se a conformidade com os restantes valores com a norma.

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 500 \leq l_2 \leq 0,6 \times 500 \Leftrightarrow 200\text{mm} \leq l_2 \leq 300\text{mm} \Rightarrow l_2 = 300\text{mm}$$

Na Fig. 49 é apresentado o esquema dos provetes, com as referidas medidas aqui dimensionadas.

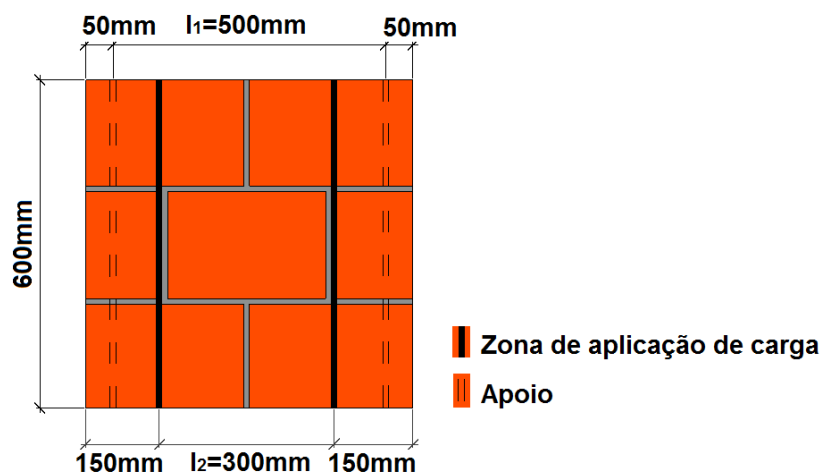


Fig. 49 Esquema do muro para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (adaptado de [58]).

Na Fig. 50 está exposto um dos muretes construídos, bem como as suas dimensões.



Fig. 50 Dimensões dos provetes contruídos para o ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento

4.1.2. CONSTRUÇÃO DOS MURETES E APLICAÇÃO DAS DIFERENTES SOLUÇÕES DE REFORÇO

Para a realização dos ensaios à flexão, a norma exige 5 provetes para a flexão segundo o plano paralelo e 5 para o plano perpendicular. No decorrer desta dissertação apenas foram realizados ensaios segundo o plano perpendicular. No entanto procedeu-se à construção da totalidade de muretes necessários para a realização de ambos os ensaios, perfazendo um total de 20 muretes, 10 para cada material.

A construção dos muretes aconteceu no laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural - LESE da FEUP (Fig. 51). Para a argamassa de assentamento foi utilizada uma argamassa pré-doseada do tipo ciarga de classe M5, e considerada a razão de 4 litros de água para cada saco de 25 kg. A mistura dos componentes referidos foi efetuada com recurso a uma misturadora elétrica.

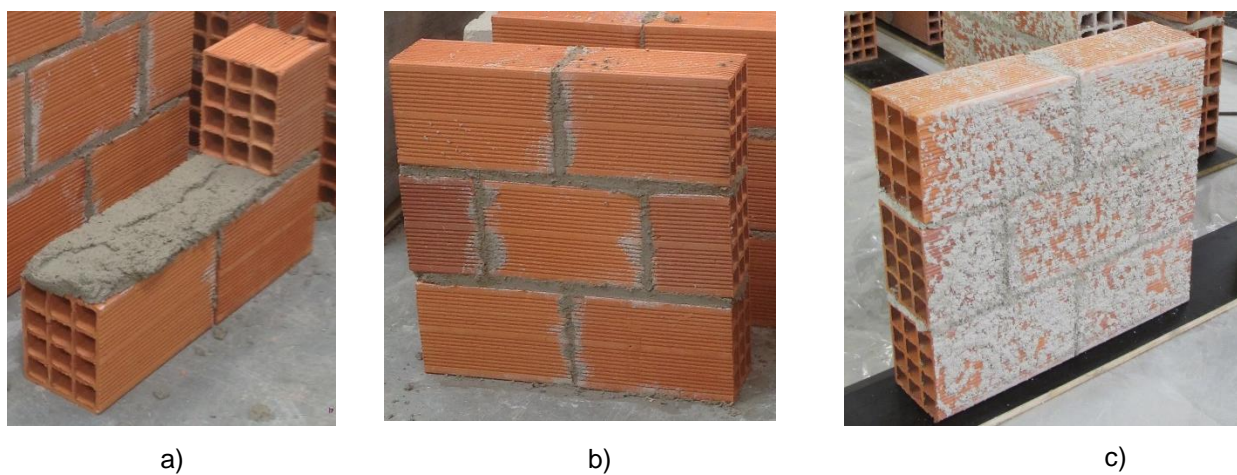


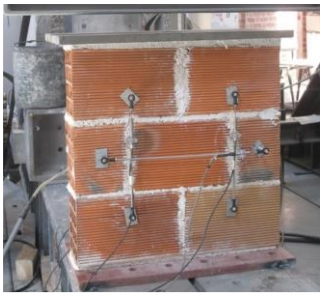







Fig. 51 Faseamento da construção dos muretes; a) Construção da primeira junta de assentamento, b) Conclusão da construção do murete, c) Aplicação do chapisco.

Após a construção dos muretes procedeu-se a aplicação dos materiais numa das faces dos mesmos. A argamassa de referência aplicada é igual a argamassa de assentamento.

A mistura de ECC para aplicação foi determinada através da comparação dos valores obtidos no ensaio de resistência à compressão aos 28 dias da argamassa sem fibras e os valores evidenciados na bibliografia. Através da análise dos dados da bibliografia, observou-se que as misturas com resistência à compressão no intervalo de 30-35 MPa, aos 28 dias, são as que apresentam maior ductilidade, sendo esta uma das características a procurar nos resultados obtidos. A técnica de aplicação do material também foi relevante na escolha da mistura uma vez que o material que seria aplicado manualmente à talocha deveria apresentar ter alguma trabalhabilidade.

Com base nos critérios referidos optou-se pela aplicação do ECC referente à mistura CC4. Esta composição foi aplicada com duas espessuras diferentes, 1 e 2 cm. Após o revestimento aguardaram-se 28 dias de cura para proceder a realização dos ensaios. Na Tabela 17 são apresentados os dados relativos aos provetes realizados e que posteriormente serão ensaiados.

Tabela 17 Muretes para ensaio à flexão

Vista em alçado	Vista Lateral	Dados do Provete
 <p>(Adaptado de [58])</p>		<ul style="list-style-type: none"> • Material aplicado: N/A • Espessura: N/A • Data de construção: 09 de março de 2016 • Data de aplicação:-
		<ul style="list-style-type: none"> • Material aplicado: Argamassa convencional; • Espessura: 1 cm; • Data de construção: 21 de abril de 2017 • Data de aplicação:19 de maio de 2017
		<ul style="list-style-type: none"> • Material aplicado: ECC mistura CC4 • Espessura: 1 cm; • Data de construção: 21 de abril de 2017 • Data de aplicação:23 de junho de 2017
		<ul style="list-style-type: none"> • Material aplicado: ECC mistura CC4; • Espessura: 2 cm; • Data de construção: 21 de abril de 2017 • Data de aplicação:23 de junho de 2017

4.1.2.1. Aplicação do Ecc

O processo de aplicação do ECC requer alguns cuidados. A aplicação foi realizada em 20 muretes num só dia. Foram realizadas 4 amassaduras de 30 litros e moldados 6 provetes para o ensaio à tração uniaxial. O processo utilizado está apresentado na Fig. 52.

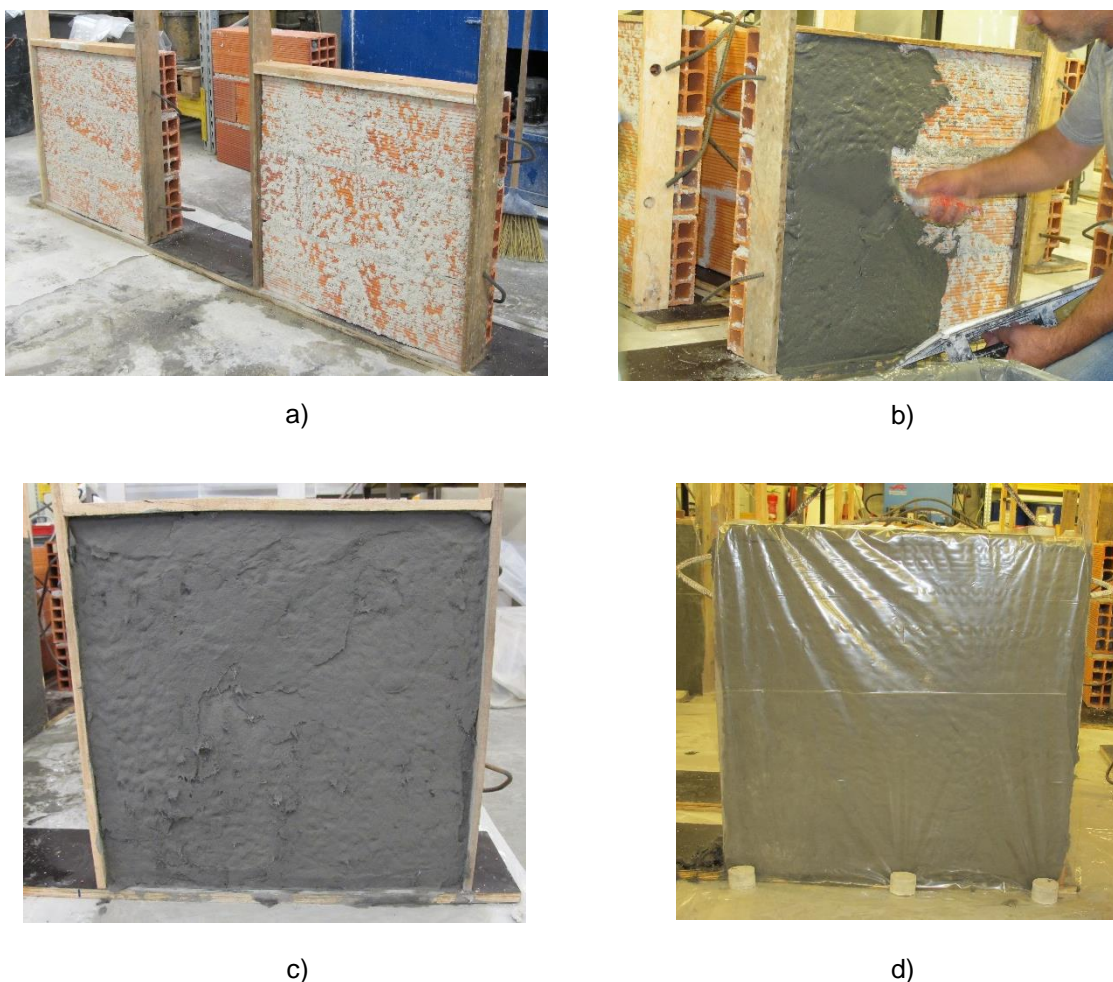


Fig. 52 Processo de aplicação do ECC. a) Humidificação da superfície e cofragem dos muretes; b) Aplicação de uma camada de ECC de 1 cm; c) Murete revestido com ECC; d) Colocação de plástico

O procedimento seguido na aplicação do ECC foi concebido de forma a tornar todo o processo o mais eficiente possível, concebendo-se da qual se podem realçar alguns aspetos importantes, tais como: construção de cofragens que permitam o controlo da espessura e utilização de uma cofragem na parte inferior do provete para evitar desperdício de material. Inicialmente todos os muretes foram revestidos de modo a obter uma espessura de 1 cm. Seguidamente, e apenas nos muretes cuja espessura foi previamente definida igual a 2cm, aplicou-se uma nova camada de 1cm, respeitando um intervalo mínimo de aplicação entre ambas as camadas de 45 minutos. No final, todos os provetes foram revestidos com plástico de forma a evitar retração por secagem, sendo posteriormente etiquetados atribuindo-se a letra A aos provetes com 1 cm de espessura e a letra B aos provetes cuja espessura

fosse igual a 2 cm. No decorrer da construção dos provetes a espessura foi controlada de forma a não haver discrepâncias do que era pretendido.

4.1.2.2. Caracterização do ECC

A caracterização da resistência à tração da argamassa foi realizada 28 dias após a moldagem dos provetes *dog-bones*. O ensaio realizado foi o ensaio de tração uniaxial e os resultados obtidos encontram-se no gráfico da Fig. 53.

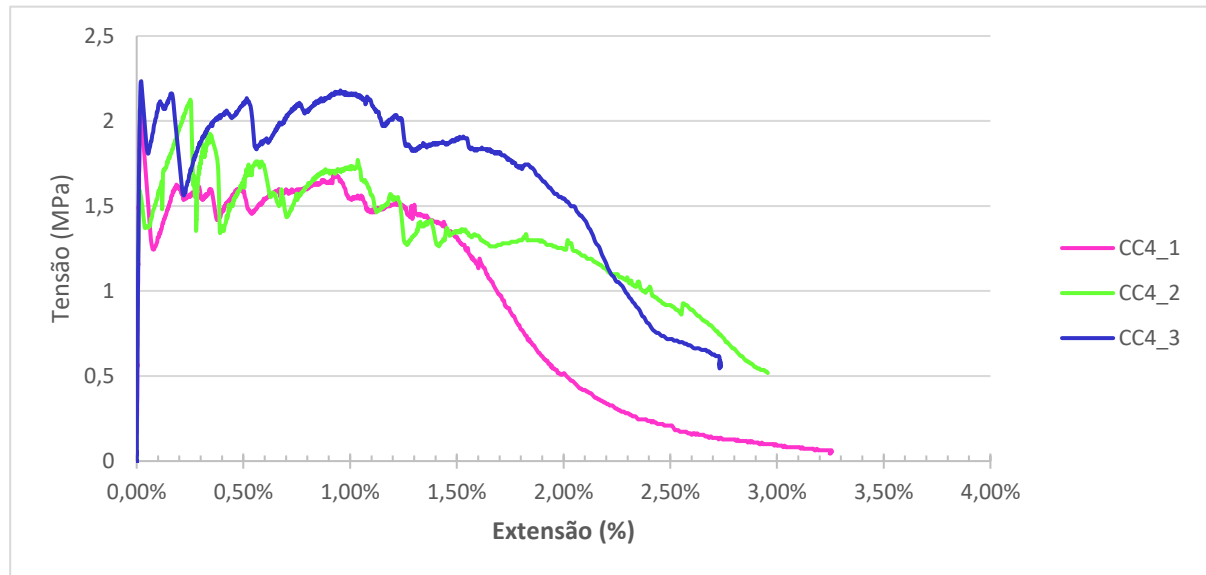


Fig. 53 Gráfico Tensão/Extensão da mistura CC4

A tensão máxima alcançada foi de 2,15 MPa e a extensão máxima de 1,87%. Os melhores resultados foram obtidos no provete CC4_3. Para a avaliação da extensão máxima foi considerado o ponto a partir do qual a tensão começou a decair, depois da fase próxima de um patamar.

Na Tabela 18 é apresentada uma síntese dos resultados obtidos.

Tabela 18 Resultados e análise estatística do gráfico tensão/extensão da mistura CC4

Proвете	Tensão Máxima (Mpa)	Extensão Máxima (%)
CC4_1	2,08	1,19
CC4_2	2,13	1,75
CC4_3	2,23	1,87
Média	2,15	1,60
Desvio Padrão (%)	0,08	36
Coeficiente de variação (%)	3,70	23

A evolução do dano observado no provete encontra-se na Fig. 54.

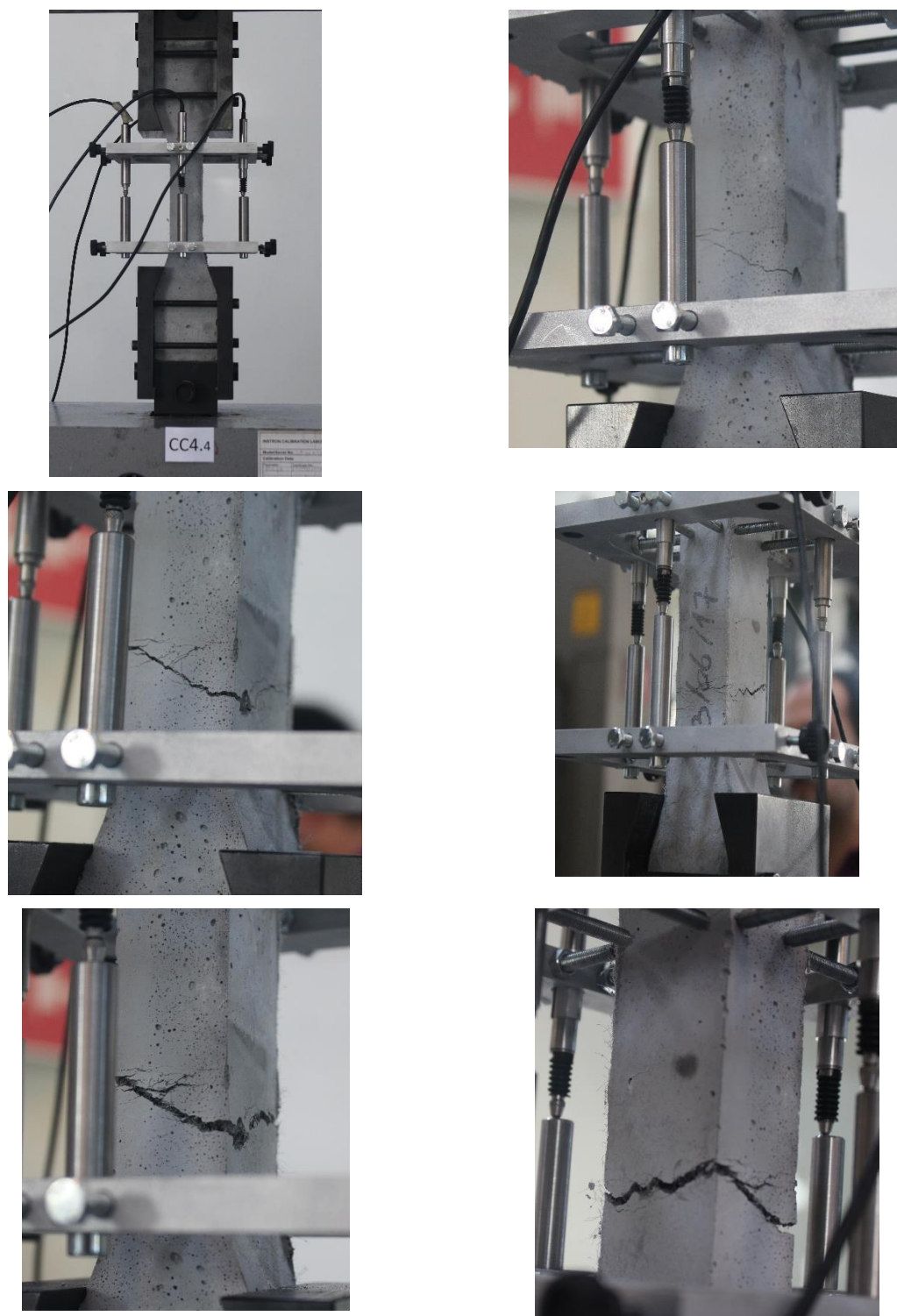


Fig. 54 Evolução do dano no *dog-bone* durante o ensaio de tração uniaxial

Como referido anteriormente, foram moldados 6 provetes para a realização do ensaio à tração uniaxial, sendo que apenas 3 dos quais foram válidos, uma vez que, nos restantes 3 a abertura das fissuras ocorreu fora da zona de leitura de resultados, tal como mostra a Fig. 55.

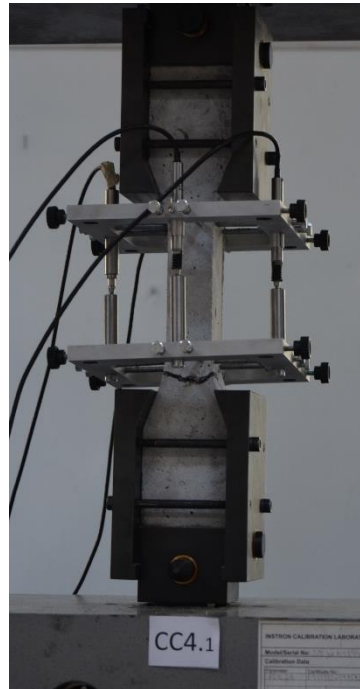


Fig. 55 Exemplo de provete excluído do ensaio de tração uniaxial

4.1.3. *SETUP* E INSTRUMENTAÇÃO DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Para a realização dos ensaios à flexão e seguindo as indicações presente na norma NP EN 1052-2 foi necessário utilizar o seguinte material:

- Atuador hidráulico;
- Equipamento para a medição de deslocamentos lineares designados por LVDT'S (Linear Variable Displacement Transducers) com uma precisão de $\pm 25 \times 10^{-6} \text{m}$;
- Um computador para a recolha e o tratamento de dados fornecidos pelos LVDT'S e outro para efetuar o controlo do atuador hidráulico.

Com o equipamento referido anteriormente e com o auxílio de uma estrutura montada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) foi possível garantir de condições de apoio e as zonas de aplicação de carga descritas na norma. O *set up* definido encontra-se na Fig. 56 e Fig. 57. Na Fig. 58 encontra-se o *set up* já montado do LESE.

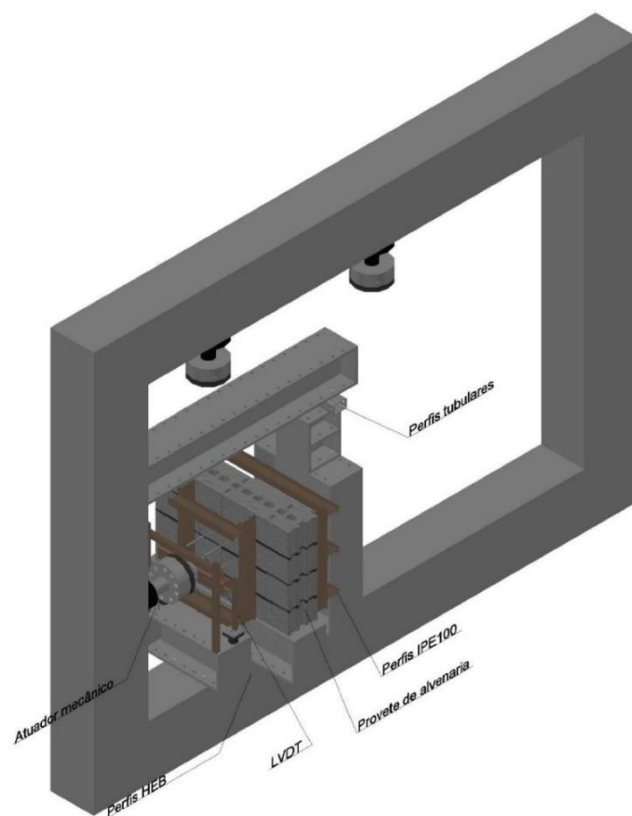


Fig. 56 *Setup* definido para a realização do ensaio à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento (adaptado de [59]).

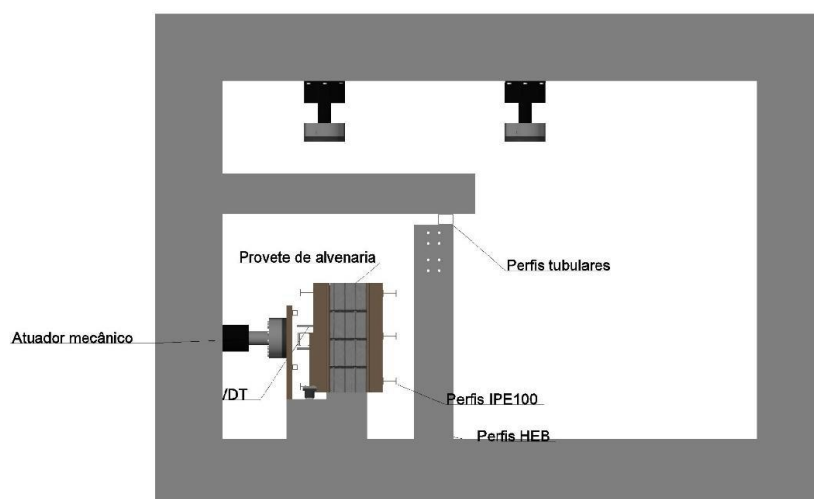


Fig. 57 Alçado do *Setup* definido para a realização do ensaio à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento (adaptado de [59]).



Fig. 58 *Setup* experimental para a realização do ensaio da resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento.

A realização do ensaio requereu alguns cuidados especiais, como por exemplo: colocação de 2 varões lisos na base do murete de forma a garantir a ausência de atrito e permitir o movimento livre, tal como é especificado na norma; aplicação de chapas de metal na zona de contacto entre os LVDT's e os muretes com a finalidade de garantir um bom contacto.

O atuador hidráulico utilizado tem uma capacidade máxima de 100 kN. Por existir a possibilidade de surgirem deslocamentos devido às irregularidades na construção dos provetes foi acoplado um sistema rotulado sob a célula de carga. O atuador foi controlado através do seu deslocamento e a sua velocidade foi de 0,02 mm/s até atingir a rotura.

Na face de aplicação da carga foram colocados quatro LVDT's, como mostra a Fig. 59, encontrando-se estes perpendicularmente à face. Através destes transdutores de deslocamento será possível traçar os gráficos de força-deslocamento.

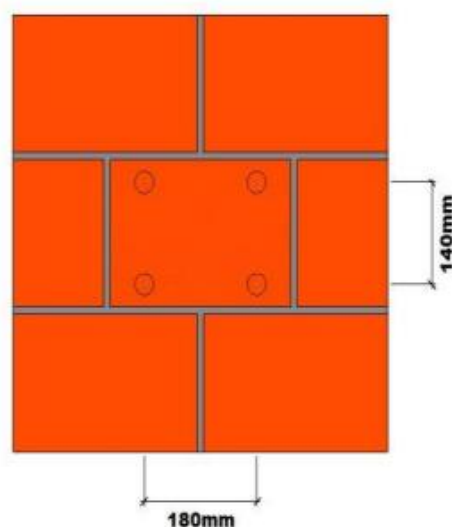


Fig. 59 Esquema da aplicação dos LVDT'S para o ensaio á flexão segundo a direção perpendicular relativamente as juntas horizontais (adaptado de [58]).

4.1.4. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O principal objetivo do ensaio é a determinação da curva força-deslocamento para cada pórtico. Este baseia-se na aplicação da carga ao longo do comprimento em duas zonas, estas encontrando-se estas distanciadas de acordo com o definido em 4.1.1.

A realização deste ensaio envolveu as seguintes etapas:

- Dimensionamento dos provetes respeitando a norma NP EN 1052-2 2002;
- Construção e aplicação dos diferentes materiais de revestimento nos muretes;
- Montagem do setup de ensaio, cumprindo o estipulado na norma;
- Colocação do provete no setup ajustado de forma a respeitar as dimensões definidas na norma;
- Colocação dos LVDT's, perpendicularmente à face do provete, ajustando-se em seguida a célula de carga ao provete;
- Aplicação de uma carga continua a uma velocidade de 0,02mm/s, até a rotura;
- Registo contínuo do valor de carga aplicada e registo das extensões nos quatro pontos dos provetes onde foram colocados os LVDT's;
- Registo fotográfico dos danos ocorridos nos muretes.

Os muretes contruídos para estes ensaios tiveram em consideração o dimensionamento referido em 4.1.1 contudo a sua construção não é exata e acarreta alguns erros sendo por isso necessário uma medição real dos provetes. Para o ensaio de cada provete, efetuaram-se as seguintes medições:

- Dimensão da secção transversal do murete paralela aos apoios, com exatidão de $\pm 1 \text{ mm}$;
- Distância entre os pontos de leitura do deslocamento;
- Distância entre os apoios exteriores e interiores;

- Carga máxima, $F_{i,máx}$, com arredondamento a 10 N. Resultados onde não ocorra rotura dentro da zona dos apoios interiores serão rejeitados;
- Intervalos de tempo desde o início da aplicação da carga até se atingir a carga máxima;
- Deslocamentos relativos nos diferentes pontos de leitura.

4.1.5. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Para o calculo da resistência à flexão é utilizada a equação (3), a resistência é calculada para cada murete na direção (x) no plano, é feito um arredondamento de 0,01 N/mm².

$$f_{xi} = \frac{3 \times f_{máx} (l_1 - l_2)}{2 \times b \times t_u^2} \quad (3)$$

Em que:

- f_{xi} - Resistência à flexão em MPa;
- $f_{máx}$ - Valor máximo da carga aplicada ao murete;
- l_1 - Espaçamento entre os apoios exteriores (mm);
- l_2 - Espaçamento entre os dois apoios interiores (mm);
- b - Largura do provete na direção perpendicular ao vão;
- t_u - Espessura do provete;

Para a determinação da resistência característica é utilizada a equação (4) .

$$f_k = \frac{f_{média}}{1,5} \quad (4)$$

- $f_{média}$ - Resistência média à flexão segundo um plano de rotura perpendicular as juntas verticais do provete;

4.1.6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A resistência à flexão segundo o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento foi determinada utilizando as equações presentes na norma NP EN 1052-2 e que se encontram apresentadas no subcapítulo 4.1.5.

Nos ensaios realizados foram aplicados ciclos de carga até à rotura do murete e utilizando a instrumentação referida previamente nesta dissertação obtiveram-se os diagramas força-deslocamentos. Nos seguintes subcapítulos estão representados os resultados obtidos em cada ensaio bem como a sua análise. Com o tratamento dos dados é identificada a força máxima à flexão.

4.1.6.1. Provetes sem a aplicação de material de revestimento (Ref_T)

Na Fig. 60 estão representadas as curvas força-deslocamento obtidas para cada um dos provetes ensaiados. A rotura é do tipo frágil, não sendo por isso visível qualquer tipo de ductilidade [58].

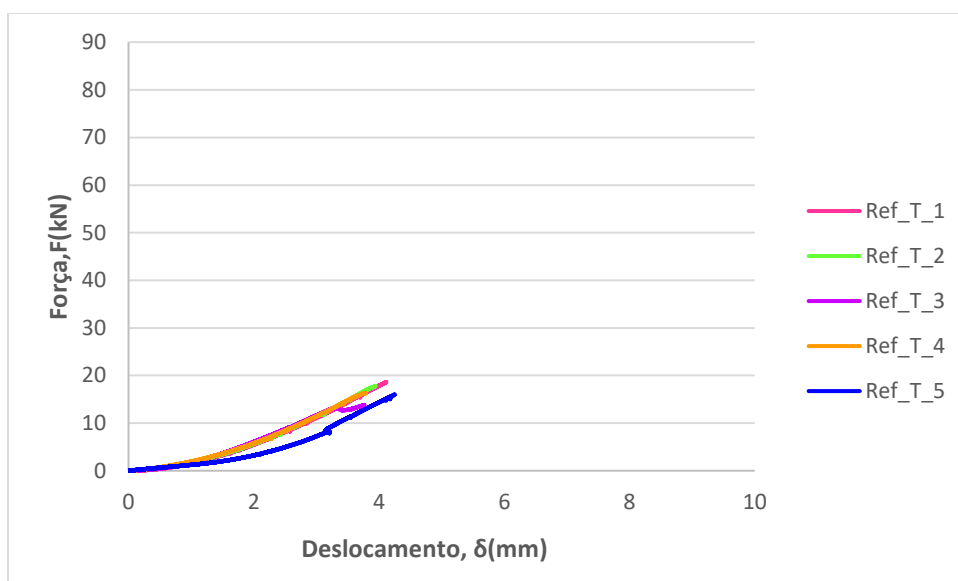


Fig. 60 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes sem qualquer tipo de revestimento.

Na Tabela 19 estão apresentados os dados e o cálculo da força máxima de resistência à flexão. A carga média máxima resistida pelos provetes foi de 16503,52 N, o que, tendo em conta as condicionantes geométricas, representa um valor de resistência à flexão média de 0,367 N/mm²

Tabela 19 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento

Proвете	l1 (mm)	l2 (mm)	b (mm)	t _u (mm)	F _{máx} (N)	f _{xi} (N/mm ²)
Ref_T_1	500	300	600	150	18 621,01	0,414
Ref_T_2					17 823,00	0,396
Ref_T_3					13 813,00	0,307
Ref_T_4					16 258,00	0,361
Ref_T_5					16 002,60	0,356
Média					16 503,52	0,367
Desvio Padrão					1 855,73	0,041
Coeficiente de Variação (%)					11,24	11,24

Os danos observados nos provetes foram registados e são apresentados em seguida.

Na Fig. 61 é apresentado o dano típico registado nos ensaios dos muretes que não dispõem de qualquer tipo de revestimento. A rotura dá-se de forma regular no eixo de simetria do provete.



Fig. 61 Dano final típico nos provetes (Ref_T) (adaptado de [58])

O quinto murete (Ref_T_5) não teve o mesmo tipo de rotura que os outros quatro, tal como mostra a Fig. 62. A rotura deu-se primeiramente pela junta vertical do eixo de simetria e em seguida sofreu um desvio para uma das juntas laterais, rompendo dessa forma até a parte inferior do provete.



Fig. 62 Dano final no provete (Ref_T_5) (adaptado de [58])

4.1.6.2. Provete revestidos com argamassa pré-doseada (Ref_RT)

Na Fig. 63 estão representadas os gráficos força-deslocamento obtidos em cada um dos provetes ensaiados. A rotura é do tipo frágil, não sendo por isso visível qualquer tipo de ductilidade [58].

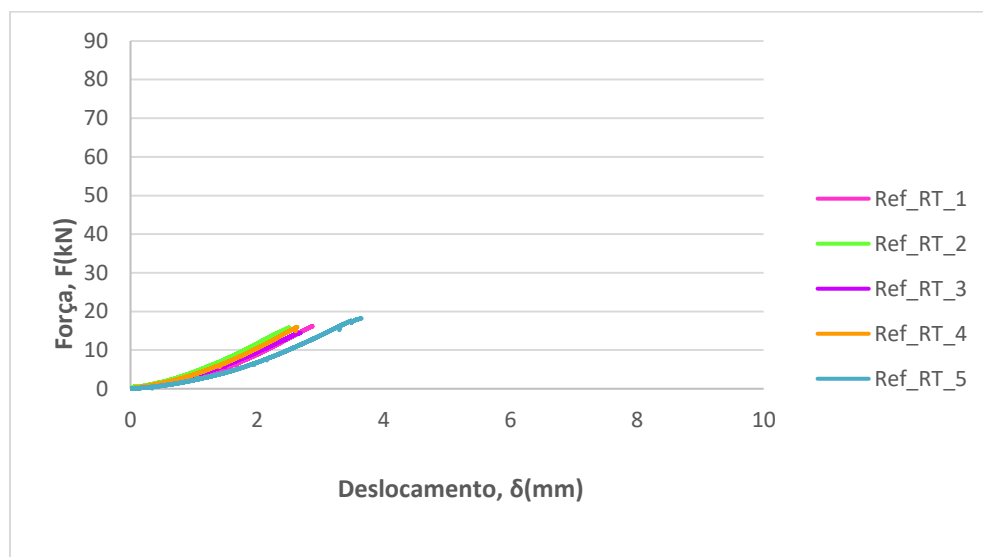


Fig. 63 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes revestidos argamassa pré-doseada (Ret_RT)

Na Tabela 20 estão apresentados os dados e o cálculo da força máxima de resistência à flexão. A carga média máxima resistida pelos provetes foi de 16134,44 N, o que, tendo em conta as condicionantes geométricas dá uma resistência à flexão média de 0,359 N/mm²

Tabela 20 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento

Proвете	l1 (mm)	l2 (mm)	b (mm)	t _u (mm)	F _{máx} (N)	f _{xi} (N/mm ²)
Ref_RT_1	500	300	600	150	16 184,90	0,360
Ref_RT_2					15 826,82	0,352
Ref_RT_3					14 467,77	0,322
Ref_RT_4					15 991,21	0,355
Ref_RT_5					18 201,50	0,404
Média					16 134,44	0,359
Desvio Padrão					1 338,67	0,030
Coeficiente de Variação (%)					8,30	8,297

Todos os provetes ensaiados apresentaram o mesmo tipo de dano. A rotura no provete ocorre ao longo do eixo de simetria, tal como mostra a Fig. 64, sendo por isso uma rotura por flexão.



Fig. 64 Dano final dos provetes (Ref_RT)

4.1.6.3. Provetes revestidos com 1 cm de ECC

Na Fig. 65 estão representados os gráfico força-deslocamento obtidos em cada um dos provetes ensaiados. A rotura é do tipo frágil, não sendo por isso visível qualquer tipo de ductilidade.

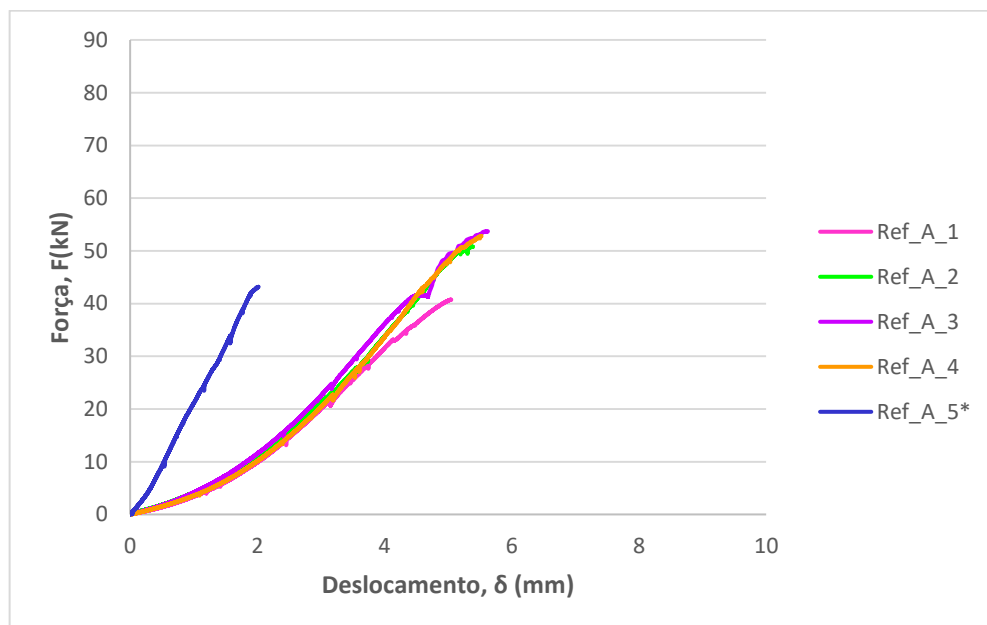


Fig. 65 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes revestidos com 1 cm de ECC (Ref_A)

No *set up* do ensaio, as zonas de aplicação da carga são revestidas com neoprene, não sendo por isso os deslocamentos obtidos respeitantes aos deslocamentos reais do murete. No ensaio do quinto murete (Ref_A_5) o neoprene foi retirado, obtendo-se por esse motivo um deslocamento mais pequeno, apresentando alguma discrepância quando comparado com os outros.

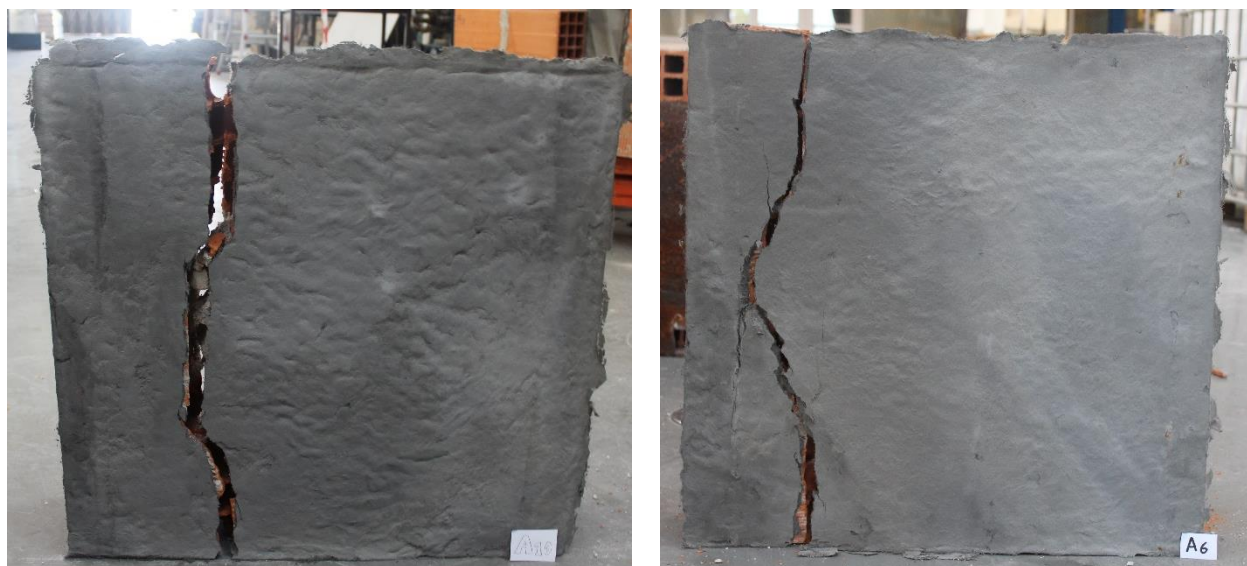
Na Tabela 21 estão apresentados os dados e o cálculo da força máxima de resistência à flexão. A carga média máxima resistida pelos provetes foi de 48257,32 N, o que, tendo em conta as condicionantes geométricas dá uma resistência à flexão média de 1,072 N/mm².

Tabela 21 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento.

Proвете	l1 (mm)	l2 (mm)	b (mm)	tu (mm)	Fmáx (N)	fxi(N/mm ²)
Ref_A_1	500	300	600	150	40 756,80	0,906
Ref_A_2					50 800,00	1,129
Ref_A_3					53 707,68	1,194
Ref_A_4					52 832,00	1,174
Ref_A_5					43 190,10	0,960
Média					48 257,32	1,072
Desvio Padrão					5 895,63	0,131
Coeficiente de Variação (%)					12,22	12,217

Na Fig. 66 e Fig. 68, são apresentados os danos finais registados nos provetes. Ao contrário do registado nos provetes anteriores (Ref_T e Ref_RT), a rotura nos muretes revestidos com ECC não foi sempre à flexão.

Nos muretes (Ref_A_1) e (Ref_A_5), que apresentaram os valores mais baixos da tensão de rotura, a rotura ocorreu por corte, como mostra a Fig. 66.



a)

b)

Fig. 66 Dano final nos provetes a) Rotura por corte (Ref_A_1) b) Rotura por corte (Ref_A_5)

A Fig. 67 mostra a deformada adquirida pelo provete (Ref_A_5) durante a realização do ensaio de flexão, sendo notória a fragilidade do tijolo quando comparado com a camada de ECC.

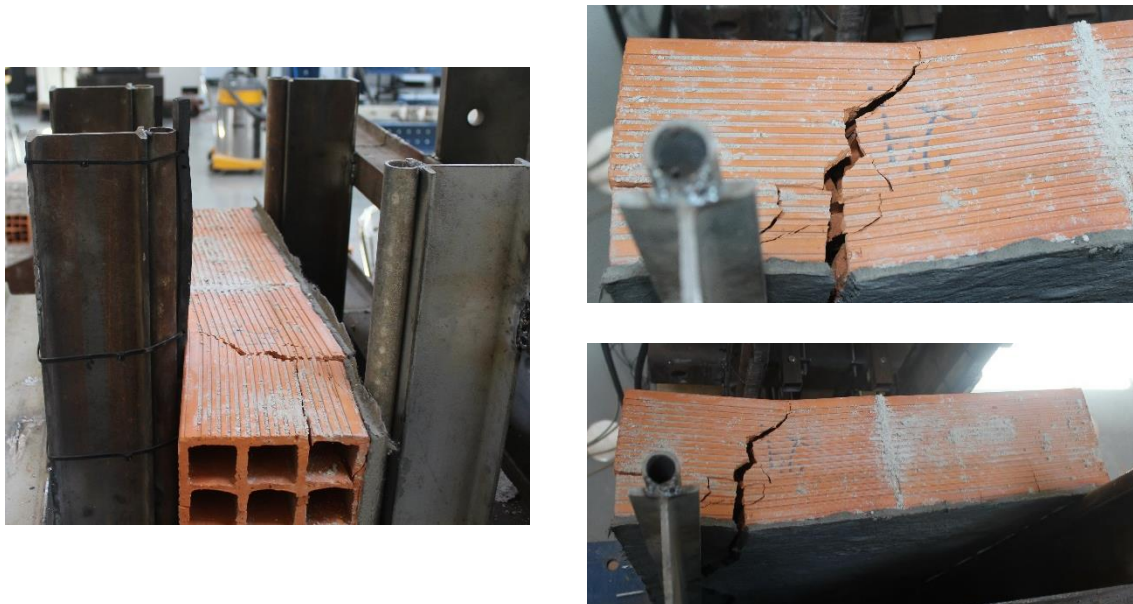


Fig. 67 Deformada adquirida pelo murete (Ref_A_5) , durante o ensaio de flexão

Os provetes restantes (Ref_A_9),(Ref_A_8) e (Ref_A_7) romperam por flexão , como mostra a Fig. 68.



Fig. 68 Dano final nos provetes a) Rotura à flexão (Ref_A_9) b) Rotura à flexão (Ref_A_8)

4.1.6.4. Provetes revestidos com 2 cm de ECC

Na Fig. 69 estão representados os gráficos força-deslocamento obtidos em cada um dos provetes ensaiados. A rotura é do tipo frágil, não sendo por isso visível qualquer tipo de ductilidade.

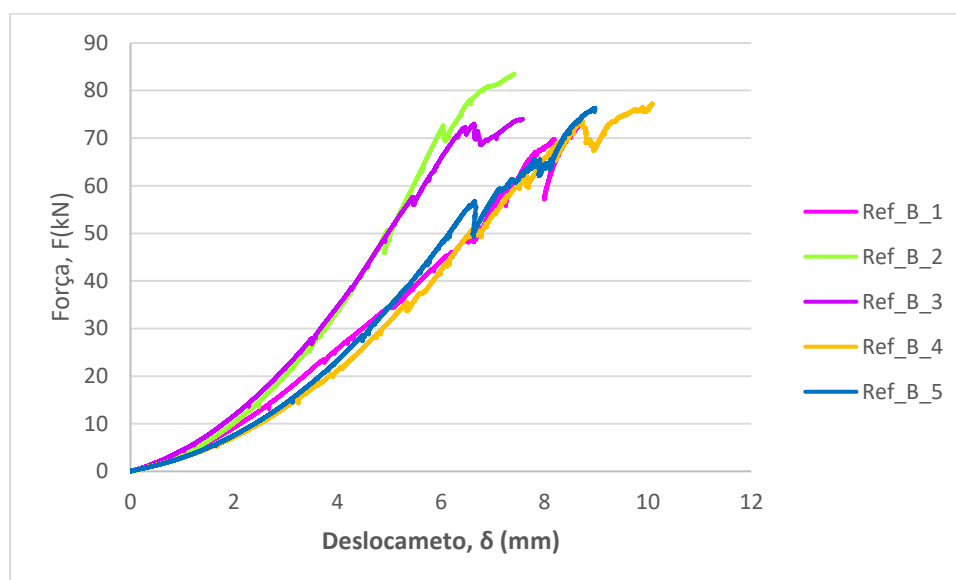


Fig. 69 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento para muretes revestidos com 2 cm de ECC

Na Tabela 22 estão apresentados os dados e o cálculo da força máxima de resistência à flexão. A carga média máxima resistida pelos provetes foi de 76708,98 N, o que, tendo em conta as condicionantes geométricas dá uma resistência à flexão média de 1,705 N/mm².

Tabela 22 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento

Proвете	l1 (mm)	l2 (mm)	b (mm)	t _u (mm)	F _{máx} (N)	f _{xi} (N/mm ²)
Ref_B_1	500	300	600	150	72615,56	1,614
Ref_B_2					83499,35	1,8565
Ref_B_3					74012,04	1,645
Ref_B_4					77259,11	1,719
Ref_B_5					76326,49	1,696
Média					76742,51	1,706
Desvio Padrão (N/mm ²)					4200,66	0,093
Coeficiente de Variação (%)					5,47	5,470

Quando ensaiados os provetes de ECC revestidos com uma camada de 2 cm, os danos observados são bastante diferentes dos que foram até agora apresentados. Na Fig. 70,

Fig. 71 e Fig. 72 pode observar-se que a rotura ocorreu após o completo esmagamento dos tijolos.



Fig. 70 Vista superior de danos finais observados nos provetes (Ref_B_2) e (Ref_B_3)



Fig. 71 Evolução dos danos observados nos provetes (Ref_B_3)

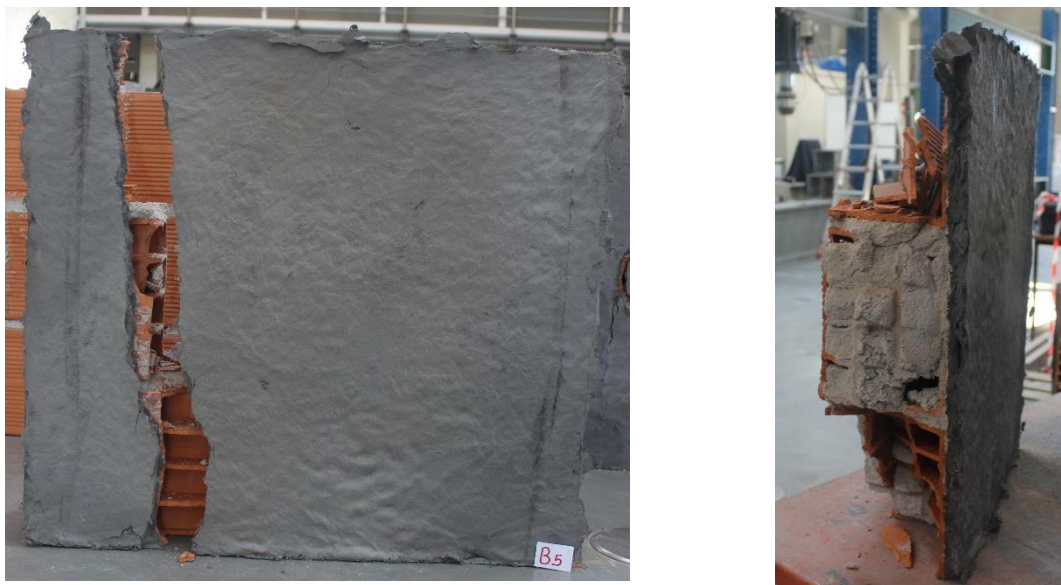


Fig. 72 Danos finais provocados nos muretes (Ref_B_2) e (Ref_B_3)

As imagens evidenciam o esmagamento de várias partes dos tijolos e de tijolos inteiros. Em alguns provetes, este esmagamento foi de tal forma violento que os provetes foram retirados do setup em pedaços, mantendo-se intacta apenas a camada de ECC. Comparando a camada de ECC com o tijolo, é evidente que a resistência da primeira é muito superior à do segundo, sendo que os estragos no ECC serão consequentemente menores.

4.1.7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES

Na Fig. 73 estão representados os gráficos força-deslocamento de todos os provetes ensaiados no decorrer da campanha experimental.

Após analisar o gráfico conclui-se que os provetes revestidos com camada de ECC cuja espessura é de 2 cm destacam-se de todos os outros ensaiados, uma vez que possuem uma maior carga aplicada e um atingem um maior deslocamento.

Na Tabela 23 esta representada a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos 5 provetes ensaiados. Para realizar a análise dos ganhos e perdas de resistência e do deslocamento serão utilizados esses valores.

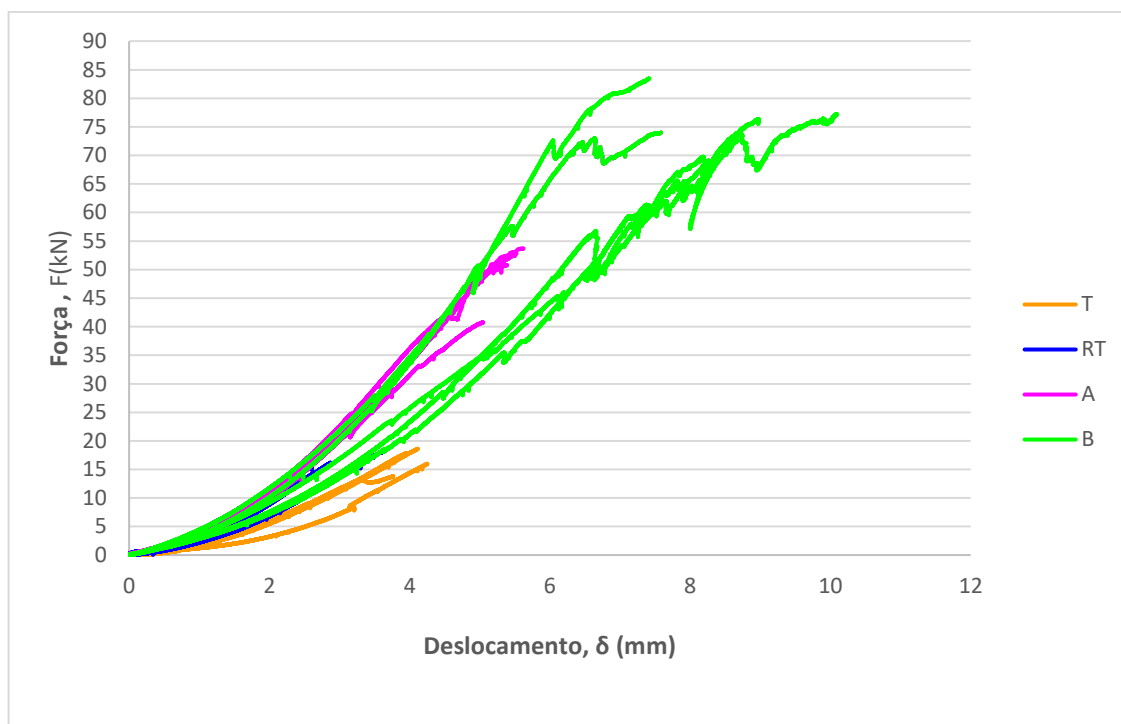


Fig. 73 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular as juntas de assentamento

Tabela 23 Síntese da análise estatística realizada

Provete	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
Ref_T	F _{máx} (N)	16503,52	F _{máx} (N) 1855,73
	Deslocamento máximo (mm)	3,97	Deslocamento máximo (mm) 0,21
	f _{xi} (N/mm ²)	0,37	f _{xi} (N/mm ²) 0,04
Ref_RT	F _{máx} (N)	16134,44	F _{máx} (N) 1338,67
	Deslocamento máximo (mm)	2,87	Deslocamento máximo (mm) 0,45
	f _{xi} (N/mm ²)	0,359	f _{xi} (N/mm ²) 0,3
Ref_A	F _{máx} (N)	49524,12	F _{máx} (N) 5970,43
	Deslocamento máximo (mm)	5,4	Deslocamento máximo (mm) 0,25
	f _{xi} (N/mm ²)	1,101	f _{xi} (N/mm ²) 0,461
Ref_B	F _{máx} (N)	76742,51	F _{máx} (N) 4200,66
	Deslocamento máximo (mm)	8,55	Deslocamento máximo (mm) 1,09
	f _{xi} (N/mm ²)	1,706	f _{xi} (N/mm ²) 0,093

Para aferir os ganhos na resistência máxima à flexão e no deslocamento máximo, começou-se por comparar os provetes de referência com os revestidos com argamassa pré-doseada, assim como os muretes revestidos com ECC (1 e 2 cm), como demonstrado na Fig. 74. Para tornar a leitura mais fácil utilizaram-se as referências designadas anteriormente.

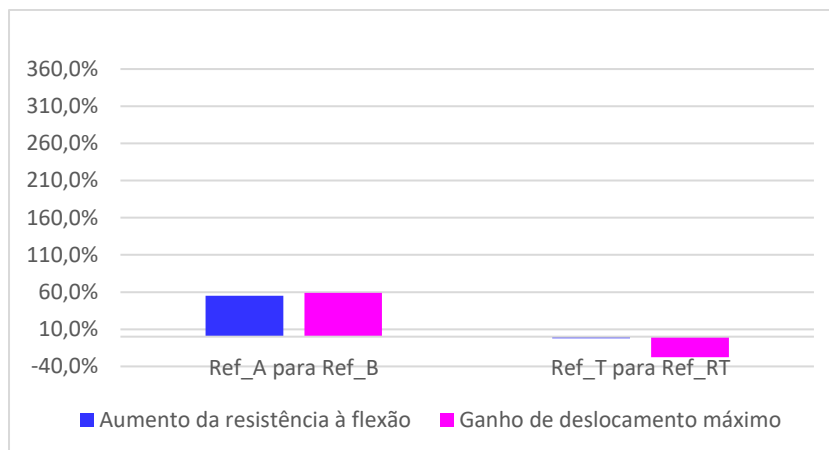


Fig. 74 Análise dos resultados obtidos

O aumento da espessura de ECC aplicado traduziu-se num ganho de 55,0% de resistência à flexão e num aumento de 59% do deslocamento máximo obtido. Comparando com os provetes de referência (Ref_T), os muretes revestidos com argamassa pré-doseada deveriam ter uma melhoria de resistência, contudo não é isso que acontece. O facto de não terem sido utilizados os mesmos tijolos e argamassa na construção dos muretes (Ref_T) provenientes do mesmo lote pode ter sido a causa de interferências no comportamento dos provetes.

Quando comparados com os provetes revestidos com argamassa pré-doseada, os provetes revestidos com ECC têm um comportamento notoriamente melhorado, os resultados encontram-se na Fig. 75.

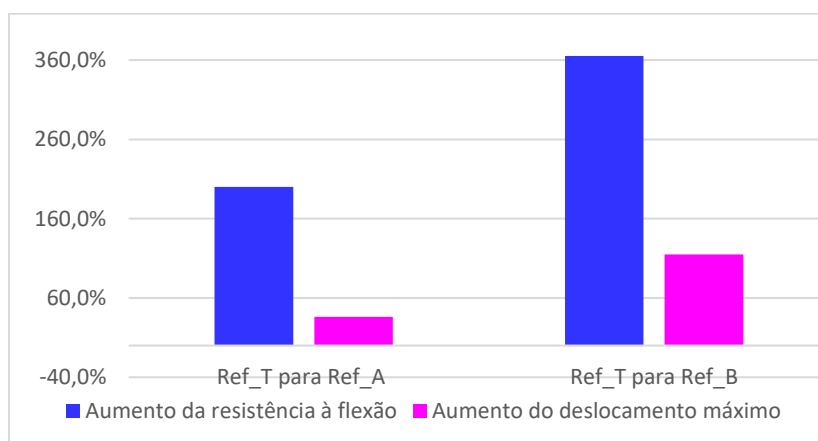


Fig. 75 Comparação entre muretes de referência e os muretes revestidos com ECC

Comparando com o murete de referência, a aplicação da camada de 1 cm de ECC, permitiu um aumento de 200,1 % na resistência à flexão e um aumento de 35,8 % no deslocamento máximo alcançado. Uma vez que os resultados obtidos nos muretes revestido com 2cm foram superiores comparativamente aos provetes com 1 cm, estes quando comparados com os provetes de argamassa convencional atingem ganhos ainda maiores.

Ambas as soluções implementadas contribuem para um enorme ganho de resistência à flexão nas paredes. Relativamente ao deslocamento máximo, o ECC mostra-se muito promissor, sendo, no entanto, necessário, em ensaios futuros, avaliar o deslocamento real do murete, uma vez que os deslocamentos apresentados ao longo desta dissertação, tal como indicado anteriormente, são afetados pela aplicação do neoprene na zona da aplicação da carga.

5

CONCLUSÕES

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O plano definido para a presente dissertação teve como principal objetivo o desenvolvimento e a caracterização de uma argamassa para o reforço de paredes de alvenaria. Os estudos realizados ao longo deste trabalho são uma pequena parte do desenvolvimento de um material que se revela muito promissor.

Depois de feito o enquadramento do tema, passou-se para o desenvolvimento de um plano experimental. Numa primeira fase foi crucial investigar o efeito dos parâmetros-chave nas propriedades das misturas nos estados fresco e endurecido. Para tal, procedeu-se ao desenvolvimento de um plano fatorial onde foram estudados quatro parâmetros da mistura.

Uma vez definido o plano fatorial, foram preparadas as misturas e procedeu-se à caracterização no estado fresco, através do diâmetro de espalhamento e do tempo de escoamento no funil. Dos resultados obtidos pôde-se concluir que, para tempos de funil mais elevados o espalhamento é menor e vice-versa. Através destes ensaios foram avaliadas a viscosidade e a deformabilidade das misturas incluídas no plano. Quando são introduzidas as fibras, a caracterização foi feita apenas com recurso ao diâmetro de espalhamento, que quando comparado com o resultado obtido no ensaio das argamassas sem fibras, teve uma redução percentual compreendida entre 51-64%. Esta perda de diâmetro de espalhamento indica que a introdução das fibras na matriz cimentícia altera de forma significativa a viscosidade e a trabalhabilidade da mistura.

A caracterização mecânica foi feita com recurso ao ensaio de tração indireta, através de flexão, e ao ensaio de compressão. O ensaio de tração indireta, apesar de poder representar resultados com uma dispersão significativa, permite distinguir as misturas em termos de resistência à tração da matriz do ECC. Contudo, os resultados obtidos no ensaio à compressão encontram-se já muito perto dos resultados que se obteriam caso fossem ensaiadas argamassas com fibras, uma vez que a adição destas não leva a um incremento significativo na resistência à compressão. Na Fig. 76 estão representados os resultados obtidos na resistência à compressão em duas idades (28 e 91 dias) , assim como a média correspondente.

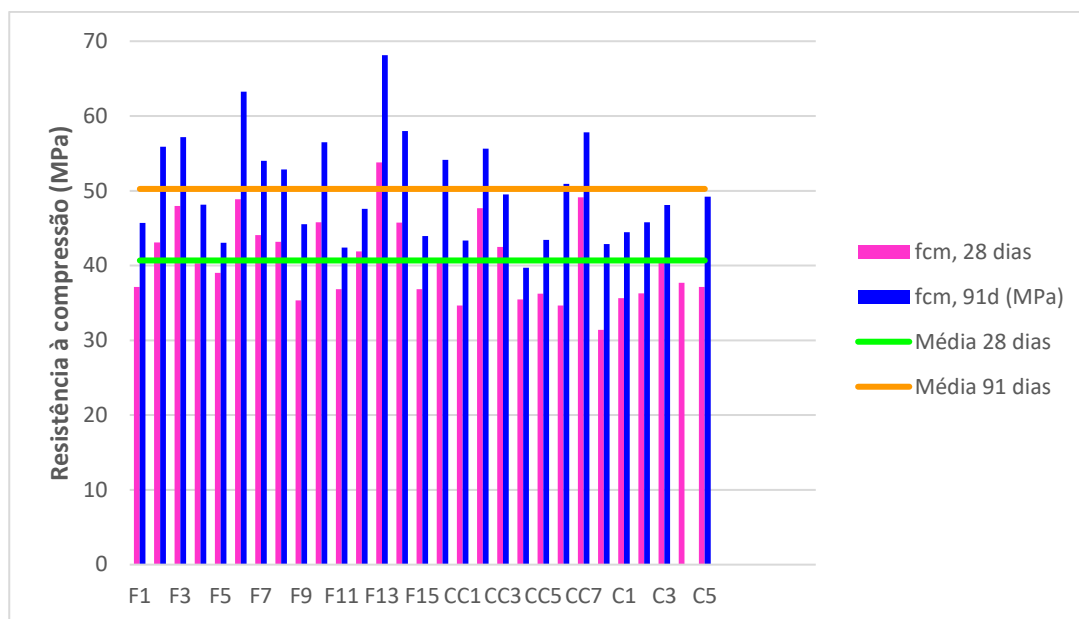


Fig. 76 Resistências à compressão obtidas em diferentes idade (28 e 91 dias)

O aumento médio adquirido pela matriz na resistência à compressão dos 28 para os 91 dias foi de 23%, tal aumento deve-se sobretudo à elevada percentagem de cinzas presentes na composição do ECC. O parâmetro com mais influência na resistência à compressão foi o V_s/V_m , dado que, com o seu aumento, a resistência à compressão diminui. Contudo, para a obtenção de um maior ganho de resistência esta variável não deve ser a única a sofrer modificação, uma vez que se torna mais eficaz alterar mais do que uma variável, simultaneamente.

Posteriormente à caracterização da argamassa selecionou-se das misturas ensaiadas a composição que viria a ser aplicadas nos muretes de alvenaria. A escolha teve como principal critério a resistência à compressão, cujo intervalo estaria compreendido entre 30-35 MPa, aos 28 dias. Dado que as composições que apresentam melhor ductilidade possuem uma resistência nessa gama desses valores, escolheu-se a composição CC4.

A aplicação nos muretes requereu 4 amassaduras de 30 litros, das quais foram moldados 6 provetes *dog-bones* para o ensaio de tração uniaxial. Passados 28 dias desde a moldagem dos provetes, foram realizados os ensaios acima referidos tendo-se obtido o valor médio de tensão de 2,15 MPa e a extensão média de 1,87%. Os resultados encontram-se representados na Fig. 77.

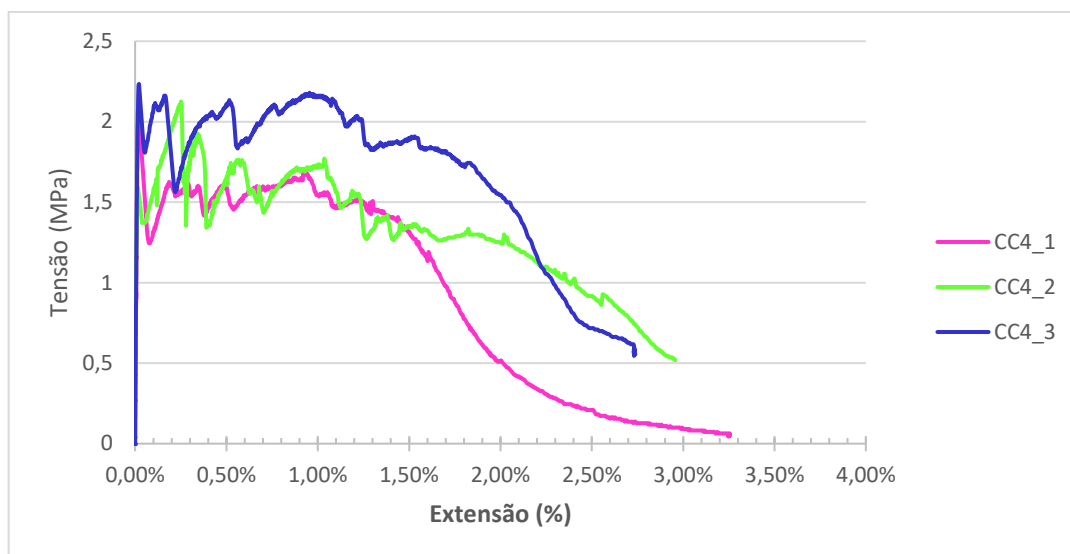


Fig. 77 Gráfico obtido no ensaio de tração uniaxial

Os resultados obtidos encontram-se um pouco abaixo das expectativas. No entanto, espera-se encontrar melhores resultados quando forem ensaiadas as restantes misturas incluídas no plano experimental.

Após os 28 dias foram ensaiados os muretes de referência à flexão, tendo-se também procedido ao seu revestimento com ECC (camadas de 1 e 2cm) e com argamassa convencional. O ensaio foi realizado segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento. Dos resultados obtidos, conclui-se que o provete com maior resistência é o que se encontra revestido com de 2 cm ECC, apresentando um ganho de 365% na resistência à flexão, quando comparado com o murete de referência. Relativamente ao deslocamento máximo obtido o aumento foi de 115%. Comparando com o provete de referência, o murete com 1 cm de ECC demonstra também um ganho satisfatório na resistência à flexão sendo este de 200% e de 36% no deslocamento máximo.

Os resultados obtidos mostram que os maiores ganhos foram registados nos muretes em que foi aplicada uma camada de ECC com 2 cm, contudo o dano observado durante os ensaios mostra que a rotura poder ter sido condicionada pelo esmagamento dos tijolos, julga-se por isso, que a aplicação de 2 cm pode ser excessiva. Os ganhos obtidos com a aplicação deste material foram, contudo, bastante satisfatórios.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A argamassa reforçada com fibras de PVA é um material altamente versátil e com enormes potencialidades. Contudo, as peculiaridades existentes neste material cimentício, faz com que ainda haja muito estudo em torno do mesmo.

Como trabalhos futuros, seria interessante o desenvolvimento de estudos, tais como:

- Uma análise estatística, de forma a avaliar, de uma forma mais concreta a influência das variáveis escolhidas na matriz do ECC;
- Caracterização do material de forma a avaliar propriedades tais como a retração e a fluência;
- Ensaio de flexão, em quatro pontos, de diferentes composições, de forma a aferir a ductilidade;
- Desenvolvimento de estratégias de reforço das paredes de alvenaria, compatíveis com as composições que apresentem melhores características;
- Desenvolvimento de campanhas experimentais que permitam a avaliação de mais do que uma composição, assim como a aplicação de diferentes espessuras;

- Desenvolvimento de campanhas experimentais em paredes construídas com outros tipos de unidades de alvenaria;
- Comparação dos resultados obtidos com resultados de outras técnicas de reforço.

Após uma boa caracterização do material, deve-se ensaiar o mesmo em paredes à escala real, uma vez que os ensaios realizados durante a investigação têm associados a influência do fator de escala.

BIBLIOGRAFIA

1. Varum, H.S.A., *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes*. 2003.
2. EN, N., *1052-2: 2002" Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão."*. 2002, Ipq, Lisboa.
3. Varum, H., *Reabilitação e reforço sísmico de estruturas de betão armado*. 2008.
4. Varum, H., A. Costa, and A. Pinto, *Reforço sísmico do património edificado em betão armado*. 2005.
5. Asteris, P.G., I.P. Giannopoulos, and C.Z. Chrysostomou, *Modeling of infilled frames with openings*. Open Constr Build Technol J, 2012. **6**(1): p. 81-91.
6. Furtado, A.F.C.A., *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado*. 2013, Universidade de Aveiro.
7. Costa, A., M.A. Ferreira, and C.S. Oliveira, *O grande sismo de Sichuan: impactos e lições para o futuro*. Proceedings, Sísmica, 2010. **8**: p. 20-23.
8. Rodrigues, H.F.P., *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios*. 2012.
9. Lin, Y.-W., *Strengthening of Unreinforced Masonry Walls using ECC Shotcrete*. 2013, ResearchSpace@ Auckland.
10. Rokugo, K., M. Kunieda, and S. Lim, *Patching repair with ECC on cracked concrete surface*. Proc. of ConMat05, Vancouver, Canada [CD-ROM], 2005.
11. Vicente, R., et al. *Danos em paredes de alvenaria de fachada em edifícios correntes de betão armado: Lições do sismo de abril de 2009 de Lâquila Itália*. in *8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Aveiro*. 2010.
12. Vasconcelos, G., et al., *Paredes de alvenaria de enchimento e a ação sísmica: reabilitação e inovação*. Seminário Paredes 2015: Inovação e Reabilitação, 2015: p. 115-136.
13. Li, V.C., *Engineered Cementitious Composites (ECC) Material, Structural, and Durability Performance*. 2008.
14. Şahmaran, M., et al., *Internal curing of engineered cementitious composites for prevention of early age autogenous shrinkage cracking*. Cement and Concrete Research, 2009. **39**(10): p. 893-901.
15. Davidson, J.S., *PVA fiber reinforced shotcrete for rehabilitation and preventative maintenance of aging culverts*. 2008, The University of Alabama at Birmingham.
16. Kim, Y.Y., H.-J. Kong, and V.C. Li, *Design of engineered cementitious composite suitable for wet-mixture shotcreting*. ACI Materials Journal, 2003. **100**(6): p. 511-518.
17. Sharmila, S., *Behaviour of hybrid fibre engineered cementitious composites*.
18. Zhou, J., et al., *Improved fiber distribution and mechanical properties of engineered cementitious composites by adjusting the mixing sequence*. Cement and Concrete Composites, 2012. **34**(3): p. 342-348.
19. Lepech, M.D. and V.C. Li, *Application of ECC for bridge deck link slabs*. Materials and Structures, 2009. **42**(9): p. 1185.
20. Gadhiya, S., T. Patel, and D. Shah, *Bendable Concrete: a review*. 2015.
21. Şahmaran, M. and V.C. Li, *Durability properties of micro-cracked ECC containing high volumes fly ash*. Cement and Concrete Research, 2009. **39**(11): p. 1033-1043.
22. Lárusson, L.H., H. Stang, and G. Fischer, *Development of Flexible Link Slabs using Ductile Fiber Reinforced Concrete*. 2013.
23. Şahmaran, M., et al., *Effect of fly ash and PVA fiber on microstructural damage and residual properties of engineered cementitious composites exposed to high temperatures*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2011. **23**(12): p. 1735-1745.
24. Atahan, H.N., B.Y. Pekmezci, and E.Y. Tuncel, *Behavior of PVA Fiber-Reinforced Cementitious Composites under Static and Impact Flexural Effects*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2012. **25**(10): p. 1438-1445.
25. MÜLLER, S. and V. MECHTCHERINE, *Behaviour of strain-hardening cement-based composites (SHCC) under force-controlled cyclic loading*.

26. van Zijl, G.P., et al., *Comparative testing of crack formation in strain-hardening cement-based composites (SHCC)*. Materials and Structures, 2016. **49**(4): p. 1175-1189.
27. ang, E.-H., Y. Yang, and V.C. Li, *Use of high volumes of fly ash to improve ECC mechanical properties and material greenness*. ACI materials journal, 2007. **104**(6): p. 620-628.
28. Magalhães, M.d.S., R.D. Toledo Filho, and E.d.M.R. Fairbairn, *Influence of local raw materials on the mechanical behaviour and fracture process of PVA-SHCC*. Materials Research, 2014. **17**(1): p. 146-156.
29. Wang, S. and V.C. Li. *Polyvinyl alcohol fiber reinforced engineered cementitious composites: material design and performances*. in *Proc., Int'l Workshop on HPFRCC Structural Applications, Hawaii*. 2005. Citeseer.
30. Yang, Y., et al., *Autogenous healing of engineered cementitious composites under wet-dry cycles*. Cement and Concrete Research, 2009. **39**(5): p. 382-390.
31. Liu, H., et al., *Influence of micro-cracking on the permeability of engineered cementitious composites*. Cement and Concrete Composites, 2016. **72**: p. 104-113.
32. VAN ZIJL, G.P. and L. DE BEER, *An SHCC overlay retrofitting strategy for unreinforced load bearing masonry*
33. Hung, C.-C. and Y.-S. Chen, *Innovative ECC jacketing for retrofitting shear-deficient RC members*. Construction and Building Materials, 2016. **111**: p. 408-418.
34. Sahmaran, M., et al., *Investigation of the bond between concrete substrate and ECC overlays*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013. **26**(1): p. 167-174.
35. Zhu, Y., Y. Yang, and Y. Yao, *Use of slag to improve mechanical properties of engineered cementitious composites (ECCs) with high volumes of fly ash*. Construction and Building Materials, 2012. **36**: p. 1076-1081.
36. Zhu, Y., et al., *Measurement and correlation of ductility and compressive strength for engineered cementitious composites (ECC) produced by binary and ternary systems of binder materials: Fly ash, slag, silica fume and cement*. Construction and Building Materials, 2014. **68**: p. 192-198.
37. Yu, J., et al., *Mechanical performance of ECC with high-volume fly ash after sub-elevated temperatures*. Construction and Building Materials, 2015. **99**: p. 82-89.
38. Moreno, D.M., et al., *Tension stiffening in reinforced high performance fiber reinforced cement-based composites*. Cement and Concrete Composites, 2014. **50**: p. 36-46.
39. Keskin, S.B., et al., *Effect of presoaked expanded perlite aggregate on the dimensional stability and mechanical properties of engineered cementitious composites*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2012. **25**(6): p. 763-771.
40. Halvaei, M., M. Jamshidi, and M. Latifi, *Application of low modulus polymeric fibers in engineered cementitious composites*. Journal of Industrial Textiles, 2014. **43**(4): p. 511-524.
41. Gomes, A., A.P.F. Pinto, and J.B. Pinto, *Materiais de Construção I. Reciclar Bahia* Disponível em:< http://www.reciclar.ufba.br/aulas/eng_101/aglomerante/menu.htm>. Acesso em, 2009. **15**.
42. Song, G., *Matrix manipulation to study ECC behaviour*. 2005, Stellenbosch: University of Stellenbosch.
43. CUROSU, I., S. Pirskawetz, and V. MECHTCHERINE, *Characterizing the crack development in strain-hardening cement-based composites (SHCC) by means of acoustic emission*. 2016.
44. Li, V.C., *On engineered cementitious composites (ECC)*. Journal of advanced concrete technology, 2003. **1**(3): p. 215-230.
45. Srinivasa C H, D.V., *A Literature Review on Engineered Cementitious Composites for Structural Applications*. International Journal of Engineering Research and technology, 2014. **3** (2278-0181).
46. Soe, K.T., Y. Zhang, and L. Zhang, *Material properties of a new hybrid fibre-reinforced engineered cementitious composite*. Construction and Building Materials, 2013. **43**: p. 399-407.
47. Yang, E.-H., et al., *Rheological control in production of engineered cementitious composites*. ACI Materials Journal, 2009. **106**(4): p. 357-366.
48. De Koker, D. and G. Van Zijl. *Extrusion of engineered cement-based composite material*. in *Proceedings of the 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC)*. 2004.

49. Şahmaran, M., et al., *Improving the workability and rheological properties of Engineered Cementitious Composites using factorial experimental design*. Composites Part B: Engineering, 2013. **45**(1): p. 356-368.
50. Barghigiani, T.M., *Caracterização experimental de pastas cimentícias de alto desempenho reforçadas com fibras de polipropileno e PVA*. 2013, Universidade Federal do Rio de Janeiro
51. Zhang, J., et al., *Engineered cementitious composite with characteristic of low drying shrinkage*. Cement and Concrete Research, 2009. **39**(4): p. 303-312.
52. Lepech, M.D. and V.C. Li, *Water permeability of engineered cementitious composites*. Cement and Concrete Composites, 2009. **31**(10): p. 744-753.
53. Li, V., G. Fischer, and M. Lepech, *Shotcreting with ECC*. 2009.
54. Kunieda, M. and K. Rokugo, *Recent progress on HPFRCC in Japan*. Journal of Advanced Concrete Technology, 2006. **4**(1): p. 19-33.
55. Lumantarna, R., et al., *Overview on the strengthening of New Zealand's Unreinforced Masonry Buildings Using Engineered Cementitious Composite (ECC) Shotcrete*. Concrete13 Understanding Concrete, 2013.
56. Ribeiro, F.J.T., *Betão de elevado desempenho reforçado com fibras*. 2013.
57. Montgomery, D.C., G.C. Runger, and V. Calado, *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros*. 2000: Grupo Gen-LTC.
58. de Sousa, R.A.S., *Caracterização Experimental de Elementos de Alvenaria de Enchimento*. 2016.
59. Raposo, P., et al., *Caracterização geométrica e mecânica de painéis de enchimento existentes no arquipélago dos Açores*.

ANEXOS

A.1 MISTURAS TÍPICAS DE ECC

Tabela 1 Misturas típicas de ECC

(M45)							
	[21]	[21]	[8]	[22]	[23]	[24]	[25]
Cement (kg/m ³)	570	386	381	430	375	1000	505
Fly ash (kg/m ³)	684	847 Class-F fly ash dm _{max} =110 µm	837	860	823		621
Metakaolin(kg/ m ³)							
Quartz powder (kg/m ³)				150			
Sand (kg/m ³)	455 silica sand dm _{max} =200 µm	448 silica sand dm _{max} =200 µm	442 dm _{max} =400 µm	150 < 0.18mm	435	695	536 quartz sand 0.06 a 0.20 m m
Water (kg/m ³)	331	327	329	320	318	350	338
HRWR (kg/m ³)	4.9	3.7	3.7	4.3	2.0	2.5	10
Viscosity agent (kg/m ³)				0.48			4.8
PVA fibres (kg/m ³)	26	26 Ø=39µm, lf=8mm, fy=1620MPa, E=42.8GPa, ε _{max} =6%	26	26	26	26	26
water/binder	0.27	0.27	0.27				
Dflow (mm)			165.5*				
fc,7d (MPa)	38.1	21.6					
fc,28d (MPa)	50.2	36.3	52.06		54.1	75.0	
fc,90d (MPa)	55.4	41.9					
f _{ct} (MPa)/ε _{ct,7d}	4.46/3.9%	3.32/4.54 %					
f _{ct} (MPa)/ε _{ct,28d}	4.96/2.70%	4.35/3.51 %			4.82/3.02%	9.7	
f _{ct} (MPa)/ε _{ct,90d}	4.75/2.51%	4.31/3.65 %					
residual w,7d (µm)	~56	~37					
residual w,28d (µm)	~51	~28		~54	~30		
residual w,90d (µm)	~35	~18					

Tabela 2 Misturas típicas de ECC

	[26]	[26]	[27]	[27]	[28]	[29]	[30]
Cement (kg/m ³)	550	550	324	190	505	583	578
Fly ash (kg/m ³)	650	650	906	1063	605	700	394
Metakaolin(kg/m ³)							
Quartz powder (kg/m ³)							
Sand (kg/m ³)	460	550 (0,25mm)	456	456	404 silica sand dm _{max} =212 µm	467	462
Water (kg/m ³)	395	373	320	300	404	298	319
HRWR (kg/m ³)			5,29	6,45	15	19	17
Superplasticizer (kg/m ³)							
Viscosity agent (kg/m ³)							
PVA fibres (kg/m ³)	26	26	26	26	26	26	26
water/binder							
Dflow (mm)							
f _c ,3d (MPa)			14,6	8,2			
f _c ,28d (MPa)			35,2	21,4	36,27		60
f _c ,90d (MPa)			38,9	22,2			
f _{ct} (MPa)/ε _{ct} ,3d							
f _{ct} (MPa)/ε _{ct} ,28d			~4,53/3,7 %	~4/3,5 %	~3,20/4,0 %	~4,7/3.5%	
f _{ct} (MPa)/ε _{ct} ,90d						5,4/~3.1%	
residual w,7d (µm)							
residual w,28d (µm)			15	15		~60	
residual w,90d (µm)			11	9			

Tabela 3 Misturas típicas de ECC

	[33]	[34]	[35]	[36]	[37]	[38]	[39]	[40]
Cement (kg/m³)	548	566	381,6	254,4	232	547	525	800
Fly ash (kg/m³)	658	680	890,4	1017,6	1019	656	631	960
CAC								
Quartz powder (kg/m³)								
Sand (kg/m³)	548 Silica sand	453 Silica Sand	462	462	450	750	332 Quartz sannd	640
LWA(perite)							83	
Water (kg/m³)	397,5	331	318	318	325	312	313	448
HRWR (kg/m³)	24,6	5.0	15,3	13,7	4,3	6,5	3,90	5,28
Viscosity agent (kg/m³)						1,43		
PVA fibres (kg/m³)	28,6	26	26	26	26	26	26	26
water/binder								
fc,7d (MPa)								
fc,28d (MPa)		53,8	~43	~42		48,6		
fc,90d (MPa)		65,6	~63	~56		58,7		
fct (MPa)/εct, 7d								
fct (MPa)/εct, 28d		~4,66/3,20%						
fct (MPa)/εct, 90d		~4,83/2,79%						
residual w, 7d (µm)								
residual w, 28d (µm)			34					
residual w, 90d (µm)			44					